

**Alma Mater Studiorum
Università di Bologna**

DOTTORATO DI RICERCA

INGEGNERIA STRUTTURALE E IDRAULICA

Ciclo XXIV

Settore scientifico disciplinare: ICAR 09

**SISTEMI STRUTTURALI CELLULARI A PARETI
PORTANTI IN CEMENTO ARMATO GETTATO
IN OPERA REALIZZATE CON LA TECNOLOGIA
DEL PANNELLO DI SUPPORTO IN
POLISTIRENE**

Presentata da: Dott. Ing. Ilaria Ricci

Coordinatore Dottorato

Prof. Ing. Erasmo Viola

Relatore:

Prof. Ing. Tomaso Trombetti

Correlatori:

Dott. Ing. Stefano Silvestri

Dott. Ing. Giada Gasparini

Esame finale anno 2012

Indice della Tesi

1	Introduzione	1
1.1	Background	1
1.2	Obiettivi della tesi	3
1.3	Organizzazione del testo	5

Parte I - Il sistema costruttivo in esame: identificazione delle sue peculiarità

2	Introduzione alla Parte I.....	11
3	Il sistema costruttivo in esame: identificazione delle sue peculiarità.....	12
3.1	I pannelli modulari	12
3.2	Le pareti tozze in cemento armato gettate in opera realizzate con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene	13
3.3	La connessione tra le pareti e la fondazione.....	14
3.4	Le connessioni tra pareti ortogonali	15
3.5	Le connessioni tra pareti e solai	16
3.6	Il sistema strutturale così ottenuto e le sue peculiarità.....	17

Parte II - Inquadramento delle peculiarità strutturali nell'ambito scientifico

4	Introduzione alla Parte II	23
5	Inquadramento delle peculiarità strutturali nell'ambito scientifico.....	24
5.1	Pareti tozze vs. pareti snelle	25
5.2	Il comportamento scatolare/cellulare	28
5.3	Le pareti sandwich.....	29
6	Inquadramento delle peculiarità strutturali nell'ambito normativo.....	32

Parte III - Formule predittive, prove sperimentali e correlazioni analitico sperimentali

7	Introduzione alla Parte III.....	39
----------	---	-----------

8	Le prove sperimentali condotte nel corso degli anni per la valutazione delle caratteristiche strutturali del sistema costruttivo a pareti portanti di tipo sandwich in c. a. gettato in opera.....	41
9	Gli studi condotti	46
10	Studio “S1” - Valutazione del comportamento con carico assiale centrato ed eccentrico (instabilità).....	48
10.1	Formule predittive di riferimento	48
10.2	Le prove sperimentali	50
10.2.1	Generalità.....	50
10.2.2	Caratteristiche degli elementi provati	50
10.2.3	Modalità di prova.....	51
10.2.4	Risultati ottenuti.....	51
10.3	Interpretazione dei risultati ottenuti	56
10.3.1	Applicazione delle formule predittive.....	56
10.3.2	Confronto analitico sperimentale	57
10.3.3	Osservazioni.....	58
11	Studio “S2” - Valutazione del comportamento a compressione e taglio nel piano.....	60
11.1	Formule predittive di riferimento	60
11.2	Le prove sperimentali	61
11.2.1	Generalità.....	61
11.2.2	Caratteristiche degli elementi provati	61
11.2.3	Le modalità di prova	61
11.2.4	I risultati ottenuti.....	62
11.3	Interpretazione dei risultati ottenuti	64
11.3.1	Generalità.....	64
11.3.2	Applicazione delle formule predittive.....	64
11.3.3	Confronto analitico sperimentale	65
11.3.4	Osservazioni.....	66
12	Studio “S3” - Valutazione del comportamento a taglio fuori dal piano	67
12.1	Formule predittive di riferimento	67
12.1.1	Generalità.....	67
12.1.2	Valutazione delle tensioni tangenziali elastiche e di rottura.....	67
12.1.3	Valutazione della rigidezza	68
12.2	Le prove sperimentali	69

12.2.1	Generalità.....	69
12.2.2	Caratteristiche degli elementi provati	69
12.2.3	Le modalità di prova	69
12.2.4	I risultati ottenuti.....	70
12.3	Interpretazione dei risultati ottenuti	72
12.3.1	Generalità.....	72
12.3.2	Valutazione delle tensioni tangenziali sperimentali.....	73
12.3.3	Valutazione delle tensioni tangenziali elastiche e di rottura di pareti caratterizzate da spessori differenti dello strato centrale in EPS rispetto a quelle oggetto di prova..	74
12.3.4	Valutazione delle rigidzze sperimentali	75
12.3.5	Valutazione delle rigidzze teoriche	75
12.3.6	Confronto analitico sperimentale	76
12.3.7	Osservazioni.....	77
13	Studio “S4” - Valutazione del comportamento a flessione fuori dal piano	78
13.1	Formule predittive di riferimento	78
13.1.1	Premessa.....	78
13.1.2	Teoria di Allen	79
13.1.3	Valutazione approssimata della resistenza a flessione fuori dal piano	86
13.1.4	Valutazione approssimata della resistenza a taglio fuori dal piano	87
13.2	Le prove sperimentali.....	88
13.2.1	Generalità.....	88
13.2.2	Caratteristiche degli elementi provati	88
13.2.3	Le modalità di prova	88
13.2.4	I risultati ottenuti.....	88
13.3	Interpretazione dei risultati ottenuti	91
13.3.1	Applicazione della teoria di Allen	91
13.3.2	Applicazione delle formule predittive per la valutazione approssimata della resistenza a flessione e a taglio fuori dal piano	95
13.3.3	Confronto analitico sperimentale.....	97
13.3.4	Osservazioni.....	99
14	Studio “S5” - Valutazione del comportamento sotto azioni eccezionali	101
14.1	Le prove sperimentali.....	101
14.1.1	Generalità.....	101
14.1.2	Caratteristiche degli elementi provati	101

14.1.3	Le modalità di prova	102
14.1.4	I risultati ottenuti	102
14.2	Interpretazione dei risultati ottenuti e conclusioni	103
15	Studio “S6” - Caratterizzazione dinamica delle pareti Nidyon NYSP	104
15.1	Le prove sperimentali	104
15.1.1	Generalità	104
15.1.2	Caratteristiche degli elementi provati	104
15.1.3	Modalità di prova	105
15.1.4	I risultati ottenuti	106
16	Studio “S7” - Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano delle pareti Nidyon NYSP senza aperture	108
16.1	Formule predittive di riferimento	109
16.1.1	Inquadramento del problema	109
16.1.2	Analisi della sezione	112
16.1.3	Analisi dell’elemento (Parete)	145
16.1.4	Resistenza al taglio.....	164
16.1.5	Resistenza a scorrimento alla base.....	167
16.2	Le prove sperimentali	171
16.2.1	Caratteristiche degli elementi provati	171
16.2.2	Modalità di prova	172
16.2.3	Risultati ottenuti	173
16.3	Interpretazione dei risultati ottenuti	176
16.3.1	Resistenze sperimentali a pressoflessione e taglio nel piano.....	176
16.3.2	Proprietà comportamentali sperimentali (duttilità, fattori di sovreresistenza, rapporto α_u/α_1 e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente)	178
16.3.3	Rigidezze sperimentali	185
16.3.4	Applicazione delle formule predittive.....	185
16.3.5	Confronto analitico-sperimentale.....	193
16.3.6	Osservazioni.....	197
17	Studio “S8” – Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano delle pareti sandwich con aperture	200
17.1	Formule predittive di riferimento	200
17.2	Le prove sperimentali	200
17.2.1	Generalità.....	200

17.2.2	Caratteristiche degli elementi provati	201
17.2.3	Modalità di prova	202
17.2.4	Risultati ottenuti	202
17.3	Interpretazione dei risultati ottenuti	204
17.3.1	Resistenze sperimentali a pressoflessione e taglio nel piano	205
17.3.2	Proprietà comportamentali sperimentali (fattori di sovrarresistenza, rapporto α_u/α_1 , duttilità e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente)	206
17.3.3	Applicazione delle formule predittive	211
17.3.4	Confronto analitico-sperimentale	219
17.3.5	Osservazioni	220
18	Studio “S9” – Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano di una porzione di struttura a pareti sandwich con sviluppo in pianta ad H	224
18.1	Formule predittive di riferimento	224
18.1.1	Pareti in direzione ortogonale all’azione del sisma	226
18.1.2	Pareti in direzione parallela all’azione del sisma	227
18.1.3	Resistenza a scorrimento delle connessioni tra pareti	229
18.1.4	Valutazione analitica della duttilità cinematica	230
18.1.5	Valutazione analitica del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente	230
18.1.6	Valutazione della rigidezza elastica in condizioni fessurate	230
18.2	Le prove sperimentali	235
18.2.1	Generalità	235
18.2.2	Caratteristiche degli elementi provati	235
18.2.3	Modalità di prova	236
18.2.4	Risultati ottenuti	237
18.3	Interpretazione dei risultati ottenuti	238
18.3.1	Resistenze sperimentali a pressoflessione e taglio nel piano	239
18.3.2	Proprietà comportamentali sperimentali (fattori di sovrarresistenza, rapporto α_u/α_1 , duttilità e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente)	240
18.3.3	Rigidezze sperimentali	246
18.3.4	Applicazione delle formule predittive	247
18.3.5	Confronto analitico-sperimentale	261
18.3.6	Osservazioni	263

19 Studio “S10” – Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano e fuori dal piano delle pareti sandwich senza aperture e in differenti condizioni di vincolo	267
19.1 Le prove sperimentali	267
19.1.1 Generalità	267
19.1.2 Caratteristiche degli elementi provati	267
19.1.3 Modalità di prova	268
19.1.4 Risultati ottenuti	269

Parte IV - Analisi parametriche volte alla identificazione delle capacità sismiche del sistema costruttivo

20 Introduzione alla Parte IV	277
21 Casi di studi: soluzioni architettoniche e strutturali compatibili con il sistema strutturale a pareti tozze di tipo sandwich in c.a. gettato in opera	278
21.1 Tipologia A (casa a ballatoio)	279
21.2 Tipologia A – PEDDA	281
21.3 Tipologia B (casa a ballatoio)	282
21.4 Tipologia B – PEDDA	284
21.5 Tipologia C (casa in linea)	285
21.6 Tipologia D (casa in linea)	287
21.7 Tipologia D – PEDDA	289
21.8 Tipologia E (variante a basso costo)	290
22 Domanda vs. Capacità	292
22.1 Notazione	293
22.2 Valutazione della domanda	294
22.2.1 Valutazione numerica della domanda	294
22.2.2 Valutazione analitica della domanda	297
22.3 Capacità delle pareti	298
22.3.1 Parete perpendicolare - Resistenza a compressione	298
22.3.2 Parete perpendicolare - Resistenza a trazione	299
22.3.3 Parete parallela - Resistenza di primo snervamento a flessione nel piano	299
22.3.4 Parete parallela - Resistenza a taglio nel piano	300
22.4 Confronto tra capacità e domanda	301
22.5 Determinazione dei tassi di lavoro a sforzo assiale	301

22.5.1	Tasso di lavoro a sforzo assiale allo SLU	302
22.5.2	Tasso di lavoro a sforzo assiale in condizioni sismiche.....	302
22.6	Determinazione delle accelerazioni spettrali corrispondenti ai differenti meccanismi di crisi	304
22.6.1	Accelerazione spettrale che porta allo snervamento delle pareti perpendicolari ..	304
22.6.2	Accelerazione spettrale che porta allo snervamento le pareti parallele	304
22.6.3	Accelerazione spettrale che produce la crisi a taglio delle pareti parallele	305
23	Risultati ottenuti	307
23.1	Tipologia A.....	309
23.1.1	Domanda vs. Capacità.....	309
23.1.2	Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi.....	310
23.1.3	Tasso di lavoro a sforzo assiale.....	311
23.2	Tipologia A - PEDA.....	312
23.2.1	Domanda vs. Capacità.....	312
23.2.2	Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi.....	313
23.2.3	Tasso di lavoro a sforzo assiale.....	314
23.3	Tipologia B.....	315
23.3.1	Domanda vs. Capacità.....	315
23.3.2	Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi.....	316
23.3.3	Tasso di lavoro a sforzo assiale.....	317
23.4	Tipologia B - PEDA	318
23.4.1	Domanda vs. Capacità.....	318
23.4.2	Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi.....	319
23.4.3	Tasso di lavoro a sforzo assiale.....	320
23.5	Tipologia C.....	321
23.5.1	Domanda vs. Capacità.....	321
23.5.2	Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi.....	322
23.5.3	Tasso di lavoro a sforzo assiale.....	323
23.6	Tipologia D.....	324
23.6.1	Domanda vs. Capacità.....	324
23.6.2	Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi.....	325
23.6.3	Tasso di lavoro a sforzo assiale.....	326
23.7	Tipologia D -PEDA.....	327
23.7.1	Domanda vs. Capacità.....	327

23.7.2	Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi.....	328
23.7.3	Tasso di lavoro a sforzo assiale.....	329
23.8	Tipologia E.....	330
23.8.1	Domanda vs. Capacità.....	330
23.8.2	Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi.....	331
23.8.3	Tasso di lavoro a sforzo assiale.....	332
24	Discussione dei risultati ottenuti	333
24.1	Tassi di lavoro a sforzo assiale.....	333
24.2	Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi	335

Parte V - Progettazione, realizzazione ed interpretazione di una prova su tavola vibrante di una struttura a tre piani

25	Introduzione alla Parte V.....	343
26	Il Progetto SERIES.....	344
27	Prova su tavola vibrante: obiettivi.....	345
28	Prova su tavola vibrante: progettazione.....	346
28.1	Progettazione dell'edificio modello	346
28.1.1	L'edificio modello.....	346
28.1.2	Materiali prescritti per la realizzazione della struttura.....	348
28.1.3	Analisi dei carichi	349
28.1.4	Pesi della struttura.....	351
28.1.5	Capacità vs. domanda: previsioni analitiche.....	352
28.1.6	Periodo fondamentale: previsioni numeriche e analitiche	368
29	Prova su tavola vibrante: costruzione della struttura.....	371
29.1	I materiali con cui è stata realizzata la struttura	372
29.1.1	Calcestruzzo applicato in opera con modalità a “sprit beton”	372
29.1.2	Calcestruzzo applicato mediante getto.....	372
29.1.3	Acciaio nervato	372
29.1.4	Acciaio zincato.....	372
29.1.5	Ancoraggi chimici delle riprese da fondazione.....	372
29.2	Valutazione delle resistenze meccaniche effettive dei materiali.....	372
29.3	I pannelli modulari per la realizzazione delle pareti dell'edificio.....	375
29.4	I pannelli modulari per la realizzazione dei solai.....	377

29.5	La fondazione	378
29.6	Realizzazione delle pareti di piano terra	379
29.6.1	Posizionamento delle riprese per la realizzazione delle connessioni di base	379
29.6.2	Posizionamento dei pannelli per la realizzazione delle pareti di supporto	382
29.6.3	Posizionamento delle armature integrative per la realizzazione delle connessioni tra pareti.....	387
29.6.4	Posizionamento delle armature integrative per la realizzazione delle riquadrature delle aperture.....	389
29.6.5	Posizionamento delle armature integrative per la realizzazione delle connessioni tra pareti e solai	391
29.6.6	Applicazione del calcestruzzo a “spritz beton”	392
29.7	Realizzazione del solaio del piano primo.....	394
29.7.1	Posizionamento dei pannelli per la realizzazione del solaio di piano primo	394
29.7.2	Posizionamento delle armature del cordolo	396
29.7.3	Getto del solaio	399
29.8	Realizzazione delle pareti e dei solai dei piani successivi	400
29.9	Disarmo e finiture.....	401
30	Prova su tavola vibrante: progettazione del sistema di sollevamento	402
31	Prova su tavola vibrante: strumentazione della struttura.....	410
31.1.1	Accelerometri.....	410
31.1.2	Monitoraggio con sistema ottico.....	411
31.1.3	Strumentazione tradizionale (Potenziometri).....	412
31.1.4	Telecamere	417
32	Prova su tavola vibrante: i test	418
32.1	Progettazione del programma di prova	418
32.2	L’input sismico di riferimento.....	420
32.3	Il programma di prova realizzato	422
32.4	I risultati della prova su tavola vibrante	426
32.4.1	Risultati in termini di frequenze proprie della struttura.....	426
32.4.2	Risultati in termini di accelerazioni	432
32.4.3	Risultati in termini di deformazioni, ε	438
32.4.4	Risultati in termini di quadro fessurativo.....	440
33	Prova su tavola vibrante: interpretazione preliminare dei risultati ottenuti.....	446

33.1	Premessa.....	446
33.2	Frequenze della struttura	447
33.2.1	Evoluzione della frequenza al crescere dell'intensità dell'input	447
33.2.2	Confronto con i risultati ottenuti a partire dai modelli numerici	448
33.3	Sovreresistenze.....	452
33.3.1	Valutazione delle sollecitazioni sperimentali indotte nella struttura durante le prove sismiche.....	452
33.3.2	Capacità della struttura valutate analiticamente sulla base delle prove cicliche.....	459
33.3.3	Confronto tra le sollecitazioni sperimentali e le capacità analitiche.....	460
33.4	Prima indagine volta alla valutazione delle sovreresistenze: Momento esterno vs. Momento interno	466
33.4.1	Premessa.....	466
33.4.2	Momento interno nell'ipotesi di sezione interamente reagente	467
33.4.3	Momento interno nell'ipotesi di sezione totalmente fessurata.....	467
33.4.4	Confronto tra momento interno e momento esterno nell'ipotesi di sezione interamente reagente	468
33.4.5	Confronto tra momento interno e momento esterno nell'ipotesi di sezione totalmente fessurata	469
33.4.6	Osservazioni.....	476
33.5	Tensioni vs. Deformazioni	477
33.6	Osservazioni e sviluppi futuri.....	484
38	Conclusioni	489
	Ringraziamenti	492
	Bibliografia	492

1. Introduzione

Abstract

This chapter introduces the research work presented in this Ph.D. Thesis. First of all an extensive background regarding (i) the different innovative construction techniques which have been proposed in the years for the accomplishment of intensive large-scale programs for low-rise residential buildings at a worldwide level and, in particular, (ii) the renovate interest in seismic behavior of structural systems composed of cast-in-situ squat concrete walls has been described. Secondly, the objectives of the research work has been identified. In the end, the text organization of the Thesis will be presented.

1.1 Background

Negli ultimi anni, per l'attuazione di programmi di realizzazione edilizia intensiva (attivati a livello mondiale) di grandi quantità di edifici residenziali di modesta altezza sono state proposte numerose tecniche costruttive innovative (Vanderwerf *et al.* 1997, Vanderwerf *et al.* 2005), caratterizzate da un moderato costo di costruzione, da limitati tempi di messa in opera, da una grande flessibilità costruttiva e da una elevata efficienza termoacustica. Per questo motivo, i tradizionali sistemi costruttivi basati sull'uso di elementi in cemento armato gettato in opera, di elementi prefabbricati in c.a. e di pareti in muratura portante, ..., sono stati affiancati da sistemi costruttivi innovativi (*concrete masonry walls, insulated concrete form walls, autoclaved aerated concrete walls, removable form insulated walls, shotcrete walls, dry assembled mortarless concrete masonry walls, wood masonry r.c. walls, vinyl stay-in-place form walls, tilt-up walls, foam-faced tilt-up, precast concrete walls, ...*) basati sull'impiego di materiali e tecniche innovative.

Quando utilizzate per la realizzazione di edifici residenziali di modesta altezza, queste tecnologie innovative fanno uso di sistemi strutturali caratterizzati da una configurazione tozza. Le pareti tozze in c.a. sono attualmente oggetto di un rinnovato interesse (Salonikios *et al.* 1999, Salonikios *et al.* 2000, Hidalgo *et al.* 2002, Salonikios 2002) e possono essere sia gettate in opera (Vanderwerf *et al.* 2005) che prefabbricate (Precast/Prestressed Concrete Institute 2004).

In particolare, appaiono essere estremamente promettenti quei *sistemi strutturali costituiti da pareti tozze in c.a. gettato in opera*, che utilizzano un materiale leggero (per esempio il polistirene) come cassero (come nel caso delle *Insulated Concrete Forms, ICFs*) o come supporto (come nel caso del *Shotcrete*, i.e. *pannelli modulari di supporto in polistirene, prefabbricati e prearmati*) per il tradizionale calcestruzzo; infatti questi sistemi:

- consentono di ottenere elevati livelli di efficienza strutturale, termica e acustica, dal momento che il calcestruzzo tradizionale garantisce la capacità portante, mentre il materiale leggero

viene lasciato in opera (una volta che la costruzione è completata) per assicurare l'isolamento termico ed acustico;

- coniugano sia i vantaggi delle strutture gettate in opera (per via del loro comportamento monolitico sono caratterizzati da una solidità generalmente superiore a quella delle strutture realizzate con i tradizionali elementi prefabbricati) che quelli dei sistemi prefabbricati (i pannelli di supporto modulari vengono realizzati in stabilimento garantendo così elevata precisione e ridotti costi di messa in opera).

Nell'ambito di questo inquadramento, questa tesi si occupa dello studio di sistemi strutturali costituiti da pareti tozze in c.a. gettato in opera, nei quali il polistirene è utilizzato come materiale di supporto. Questi sistemi strutturali sono tipicamente indicati come *shotconcrete walls* (Vanderwerf *et al.* 2005).

Nonostante i sistemi strutturali costituiti da pareti tozze in c.a. gettato in opera siano stati ampiamente utilizzati nel corso degli anni (C.E.B. 1966, Boutin *et al.* 1970, Leonhardt 1979, Pozzati e Ceccoli 1980) per realizzare costruzioni in zona non sismica o in zona di bassa sismicità, il loro comportamento sismico non è stato ancora pienamente investigato.

Per quanto riguarda i sistemi strutturali a pareti in c.a., la maggior parte delle ricerche scientifiche finora condotte è rivolta allo studio del comportamento sismico di pareti snelle (*slender cantilever walls*). Queste differiscono sostanzialmente, nella loro risposta statica e dinamica alle azioni orizzontali, dalle pareti tozze (*squat walls*). Infatti, mentre per i sistemi strutturali a pareti snelle sono disponibili numerose e significative ricerche (per ragioni di sintesi si considerino solo il lavoro di Paulay e Priestley del 1992 e quello di Coull e Stafford Smith del 1991), per i sistemi strutturali a pareti tozze, nonostante le notevoli risorse in termini di resistenza che tali sistemi hanno già mostrato nei confronti di terremoti di elevata intensità (per esempio in Montenegro (Fajfar *et al.* 1981) e in Cile (Wood 1991, Boroschek *et al.* 2010, Wallace 2011), sono state sviluppate alcune ricerche solo recentemente (Salonikios *et al.* 1999, Salonikios *et al.* 2000, Hidalgo *et al.* 2002, Salonikios 2002).

Inoltre, per quanto riguarda le pareti tozze di tipo sandwich, questa mancanza di conoscenza non può essere colmata semplicemente trasponendo i risultati ottenuti per le pareti snelle tradizionali, dato che le innovative pareti tozze di tipo sandwich in esame hanno caratteristiche di base – come spessore, percentuale di armatura verticale, dettagli costruttivi, ecc... - che differiscono completamente da quelle delle pareti tradizionali.

1.2 Obiettivi della tesi

Date queste premesse, nell'ambito di questo Dottorato di Ricerca sono state studiate le caratteristiche strutturali e delle relative prestazioni dei *sistemi strutturali composti da pareti tozze di tipo sandwich in c. a. gettato in opera realizzate con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene*, facendo specifico riferimento al sistema costruttivo, denominato "Nidyon NYSP", messo a punto dall'Azienda Nidyon Costruzioni, finanziatrice della borsa di studio. I sistemi strutturali oggetto di questa Tesi di Dottorato sono caratterizzati da numerose peculiarità; infatti, (i) il *comportamento* globale delle strutture risulta essere di tipo *cellulare*, e, le pareti che costituiscono il sistema resistente alle azioni sia orizzontali che verticali risultano essere: (ii) *tozze*, (iii) di tipo *sandwich* e caratterizzate da: (iv) *basse percentuali di armatura*, (v) *ridotti tassi di lavoro a sforzo assiale* e (vi) *stesso quantitativo di armatura orizzontale e verticale*. Date le specificità dei sistemi strutturali in esame, si è, in primo luogo, cercato di inquadrare le peculiarità strutturali sopra elencate nell'ambito scientifico, analizzando, se e in che modo, ciascuna delle singole peculiarità fosse stata affrontata nell'ambito della letteratura tecnico-scientifica e nell'ambito delle principali normative nazionali ed internazionali. Tale inquadramento è stato condotto facendo riferimento al comportamento sia nei confronti delle azioni statiche (carichi verticali) che nei confronti delle azioni orizzontali di tipo sismico. Questa fase di background scientifico, ha permesso di concludere che, per quanto riguarda il comportamento delle strutture in esame nei confronti delle azioni statiche, ci si può ricondurre con sicurezza alla letteratura sulle costruzioni a pareti portanti impiegate negli anni Settanta, mentre per quanto riguarda il comportamento nei confronti delle azioni orizzontali sismiche, è stata riscontrata una mancanza di conoscenza relativa alle strutture caratterizzate dalle peculiarità sopra elencate.

Il fatto di aver riscontrato una profonda carenza nella conoscenza relativa al comportamento di tali strutture specialmente nei confronti delle azioni orizzontali di tipo sismico, ha consentito di individuare i due principali obiettivi di questa Tesi di Dottorato, ossia la:

1. la sistematizzazione scientifica e la relativa interpretazione di 10 anni di prove sperimentali condotte sul sistema strutturale in esame;
2. la progettazione, la realizzazione e l'interpretazione di una prova su tavola vibrante di una struttura a tre piani con pianta rettangolare, realizzata con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene.

Tali obiettivi hanno in sostanza consentito di (i) far luce sul comportamento (in particolar modo, nei confronti delle azioni orizzontali di tipo sismico) dei sistemi strutturali composti da pareti tozze di tipo sandwich in c. a. gettato in opera realizzati con la tecnologia del pannello di supporto in

polistirene e di (ii) mettere a punto dei metodi per la progettazione di tali sistemi strutturali nei confronti di azioni verticali e orizzontali.

In particolare, il primo obiettivo di questa Tesi di Dottorato (ovvero la sistematizzazione scientifica e la relativa interpretazione di 10 anni di prove sperimentali condotte sul sistema strutturale in esame) è stato perseguito attraverso: (i) la messa a punto di formule teoriche di previsione basate sul comportamento fisico; (ii) lo sviluppo di correlazioni analitico-sperimentali per la validazione delle formule teoriche proposte. Nello specifico, nel corso degli ultimi 10 anni sono state condotte prove di tipo statico su singole pareti (tra cui: prove con carico assiale centrato ed eccentrico; prove di compressione diagonale; prove di scorrimento e prove di flessione fuori dal piano) e prove pseudo-statiche cicliche su singole pareti con e senza apertura e su una porzione di struttura a due piani con pianta ad H. Per quanto riguarda le prove statiche, si è verificata l'applicabilità delle formule previste dalle normative degli anni settanta, viceversa, per quanto riguarda le prove pseudo statiche cicliche condotte su singole pareti con e senza apertura e su una struttura con pianta ad H, sono state interpretate le prove e sono state messe a punto delle formule predittive per la valutazione del comportamento nei confronti delle azioni orizzontali quali quelle indotte dall'azione sismica.

Sulla base di tali risultati ottenuti a partire dalle correlazioni analitico-sperimentali di cui sopra, è stata progettata la prova su tavola vibrante di una struttura a tre piani con pianta rettangolare, la progettazione, realizzazione ed interpretazione hanno costituito il secondo obiettivo di questa Tesi di Dottorato.

La prova su tavola vibrante ha rappresentato il principale obiettivo del progetto di ricerca intitolato "*Seismic behavior of structural systems composed of cast in situ concrete walls*" (SE.SY.CO.WA.) e ha visto come lead user il Prof. Salvador Ivorra Chorro (dell'Università di Alicante, Spagna), come additional users: il Prof. Tomaso Trombetti (dell'Università di Bologna), la Prof.ssa Dora Foti (del Politecnico di Bari) e la Prof.ssa Cristina Michaela Campian (dell'Università di Cluj-Napoca, Romania). Questo progetto di ricerca è stato presentato nell'ambito del progetto Europeo SERIES (Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies) ed è stato approvato a Settembre 2010 ottenendo i finanziamenti da parte della Comunità Europea per realizzare, presso il Laboratorio TREES Lab dell'Eucentre di Pavia, una prova su tavola vibrante di una struttura a tre piani in scala reale composta da pareti tozze di tipo sandwich in c.a. gettato in opera (realizzata adottando la tecnologia costruttiva messa a punto dalla ditta Nidyon). Tale prova è stata realizzata con l'obiettivo di verificare la validità dei risultati ottenuti a partire dalle prove pseudo-statiche (condotte su singole pareti tozze con e senza aperture e su una porzione di struttura a due piani con sviluppo in pianta ad H) anche nel caso di input sismici reali. Come verrà descritto successivamente, i risultati della prova su tavola vibrante (effettuata nei giorni 6 e 7 Dicembre

2011) e la relativa interpretazione hanno permesso di verificare il comportamento scatolare della struttura e hanno messo in luce evidenti differenze tra il comportamento della struttura provata su tavola vibrante e il comportamento delle pareti e della struttura ad H sottoposta ad azioni pseudo-statiche cicliche.

1.3 Organizzazione del testo

Per quanto riguarda l'organizzazione del testo, questa Tesi di Dottorato è stata suddivisa in cinque parti, in particolare:

- nella Parte I viene descritto il sistema costruttivo impiegato per la realizzazione delle strutture a pareti di tipo sandwich in c.a. gettato in opera realizzate con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene, facendo specifico riferimento alla tecnologia messa a punto dall'Azienda Nidyon Costruzioni; l'obiettivo principale di questa parte è quello di individuare peculiarità strutturali che caratterizzano il sistema oggetto di studio;
- nella Parte II viene riportato l'inquadramento delle peculiarità strutturali nell'ambito scientifico; nel dettaglio, in questa parte della Tesi è stato analizzato, se e in che modo, ciascuna delle singole peculiarità fosse stata affrontata nell'ambito della letteratura tecnico-scientifica e nell'ambito delle principali normative nazionali ed internazionali.
- nella Parte III sono state descritte le caratteristiche strutturali degli edifici oggetto di studio, in particolare, per ogni aspetto strutturale che caratterizza i sistemi in esame, sono state riportate le formule analitiche di previsione teorica, le prove sperimentali condotte e la correlazione analitico-sperimentali tra i risultati sperimentali e quelli analitici per la verifica delle formule teoriche sviluppate;
- nella Parte IV sono stati riportati i risultati di analisi parametriche condotte su una serie di edifici reali ad uno, due, tre e quattro piani per la valutazione delle accelerazioni che generano i meccanismi di collasso delle strutture in esame; le analisi parametriche sono state condotte adottando le formule teoriche messe a punto nella precedente Parte III;
- nella Parte V è stata riportata la progettazione, la realizzazione e l'interpretazione dei risultati della prova su tavola vibrante condotta presso il laboratorio TREES Lab dell'Eucentre di Pavia, su una struttura a tre piani in scala reale composta da pareti tozze di tipo sandwich in c.a. gettato in opera realizzate con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene.

PARTE I

**Il sistema costruttivo in esame:
identificazione delle sue
peculiarità**

Abstract

The construction system at hand is based on the production and use of *prefabricated modular pre-reinforced polystyrene panels* (simply referred as *modular panels*) which act as support for the placing of the structural concrete. These *modular panels* have a length of 1120 mm and an adjustable height which will be equal to the interstorey height. They are composed of a single expanded polystyrene sheet which features two grids of galvanized and electrowelded steel wire mesh (having a diameter of 2.5 mm and the mesh is 50 mm x50 mm) on the two external faces. The two grids of wire meshes are mechanically linked together with metallic ties (having diameter of 3 mm in quantity of 40÷50 for m²) which are placed during the production at the factory and which are thus embedded within the polystyrene. At the construction site, the *modular panels* are positioned one beside each other to obtain the so-called *support wall* of the desired dimensions which is then completed with appropriate additional reinforcements. Once the polystyrene *support walls* are set in place, two layers of concrete (each one of about 40 mm in thickness) are sprayed on each side to obtain a *sandwich wall*. The connections between (i) the walls and the foundations, (ii) orthogonal walls and (iii) the walls and the floors are designed, following a Capacity Design approach, to ensure the complete transmission of the actions between different structural elements. For all of the above, this construction system allows to obtain a structural system characterized by the following specific features: (i) each wall is characterized by a polystyrene layer sandwiched into two r.c. layers, *sandwich walls*; (ii) the walls placed along the external perimeter of the structure (and properly connected each other) create a *box behaviour*; (iii) the walls placed as internal partition (and properly connected with the perimeter ones) create a *bundled-tube behaviour* (i.e. *cellular behaviour*). This behaviour leads to structural systems characterized by high strength and torsional stiffness in which the walls under horizontal forces work essentially with *in-plane actions*. This structural system is typically used for the realization of low-rise residential buildings in which the structural walls are characterized by height lower than (or comparable to) length. This geometrical configuration allows to consider these walls as *squat* (and not slender). In addition to the before mentioned features, it is to be noted that, in order to ensure a high level of safety with respect to the vertical actions and a high ductility with respect to the horizontal actions: (i) the values of *vertical stresses* are kept at very low values, (ii) the ratio of the *vertical to horizontal reinforcement* is kept at low values to ensure that yielding in bending of the walls occurs before reaching failure in shear (Capacity Design) and (iii) the connections (between orthogonal walls and between the walls and the floors) are designed to maintain an elastic behavior under seismic loads (Capacity Design).

2 Introduzione alla Parte I

Nella Parte I di questa Tesi di Dottorato, si riporta la descrizione del sistema costruttivo facendo specifico riferimento ai prodotti sviluppati dall'azienda Nidyon Costruzioni S.p.A. (Rimini, Italia). Nidyon Costruzioni è titolare di un sistema costruttivo (denominato Nidyon "NYSP") per la realizzazione di edifici di modesta altezza.

L'elemento fondamentale che è alla base del sistema costruttivo presentato in questa Tesi di Dottorato è uno speciale elemento modulare di supporto che consente la realizzazione di pareti portanti di tipo sandwich in conglomerato cementizio (debolmente armato) gettato in opera.

Le pareti così ottenute, sono collegate fra loro e con i necessari orizzontamenti attraverso la realizzazione di opportune connessioni capaci di garantire un comportamento d'insieme della struttura così ottenuta di tipo scatolare/cellulare.

3 Il sistema costruttivo in esame: identificazione delle sue peculiarità

3.1 I pannelli modulari

Il sistema costruttivo in esame si basa sulla produzione e l'impiego di *pannelli modulari in polistirene, prefabbricati e prearmati*, (nel seguito indicati semplicemente come *pannelli modulari*) che fungono da supporto per il successivo getto di calcestruzzo strutturale.

Con riferimento agli specifici prodotti sviluppati da Nidyon Costruzioni, questi *pannelli modulari* (Figura 3.1) hanno una larghezza di 1120 mm e un'altezza variabile uguale all'altezza di interpiano. Essi sono costituiti da un singolo strato di polistirene espanso sinterizzato (questo strato può essere prodotto con uno spessore variabile tra 60÷160 mm per far fronte a specifiche necessità di isolamento termico ed acustico) che presenta due reti elettrosaldate realizzate con fili di acciaio zincato (aventi un diametro di 2.5 mm e disposti secondo una maglia di 5 cm x 5 cm) sulle due facce esterne. Lo strato in polistirene espanso (*EPS*) è sagomato con un profilo ad onda nella direzione orizzontale. Le due reti elettrosaldate sono collegate tra loro con connettori metallici (aventi diametro pari a 3 mm e disposti in quantità di 47 al m²) che, in fase di produzione, sono inseriti all'interno dello strato in polistirene e adeguatamente saldati alle reti in fase di produzione. I pannelli modulari presentano un particolare design delle estremità (rappresentato in Figura 3.1) in modo tale che quando i pannelli modulari sono posizionati uno affianco all'altro (la ragione di tale posizionamento verrà fornita nel paragrafo successivo) le reti risultano sovrapposte di circa 100 mm, in modo tale da garantire la continuità delle armature orizzontali.

Il polistirene tipicamente utilizzato per realizzare lo strato centrale è caratterizzato da una densità di 15 kg/m³. Le reti elettrosaldate e i connettori metallici sono generalmente realizzate utilizzando un acciaio zincato a basso contenuto di carbonio avente le stesse caratteristiche meccaniche dell'acciaio B450C.

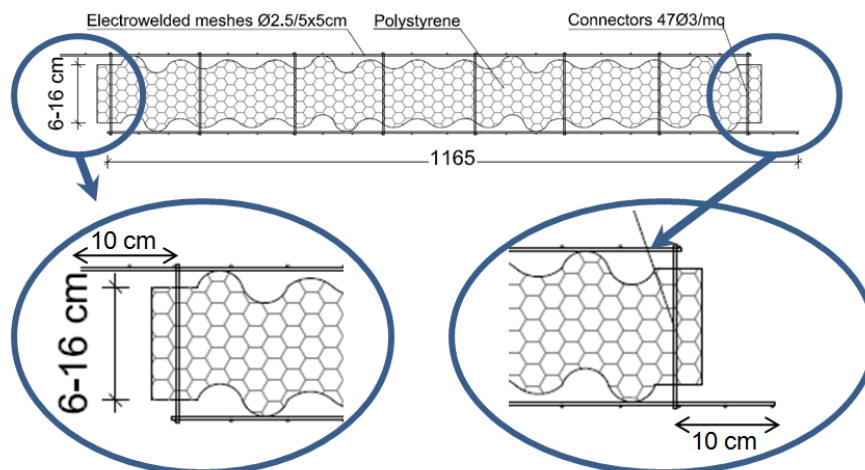


Figura 3.1: Sezione orizzontale di un pannello modulare con ingrandimento sul dettaglio con cui vengono realizzate le sue estremità al fine di garantire, ad assemblaggio terminato, la continuità delle armature orizzontali.

3.2 Le pareti tozze in cemento armato gettate in opera realizzate con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene

In cantiere, i pannelli modulari sono posizionati uno affianco all'altro in modo da ottenere la cosiddetta *parete di supporto* delle dimensioni desiderate (in accordo con il progetto architettonico della struttura). La Figura 3.2 mostra il posizionamento dei pannelli modulari per ottenere la *parete di supporto*.

Un adeguato numero di armature integrative (tipicamente 1+1 $\phi 12$ e barre ad U $\phi 8/50$ cm realizzate con acciaio di tipo B450C) viene aggiunto: (i) a riquadro delle aperture (porte e finestre), (ii) alle estremità della parete di supporto in modo da fornire un'ulteriore resistenza, specie nelle zone in cui l'azione sismica provoca alti livelli di sollecitazioni.

Una volta che le *pareti di supporto* sono state completate, due strati di calcestruzzo (ciascuno di spessore medio pari a circa 40 mm) vengono spruzzati su ciascun lato in modo da ottenere una *parete sandwich*. Gli strati di calcestruzzo vengono applicati in due fasi distinte: viene spruzzato (i) un primo strato (di spessore pari a circa 20 mm) fino al raggiungimento di un parziale ricoprimento delle reti elettrosaldate e, una volta raggiunto l'indurimento del primo strato, (ii) un secondo strato fino al raggiungimento dello spessore complessivo desiderato. Infine, le pareti vengono completate con apposita rasatura.

Tipicamente si utilizza un calcestruzzo di classe C25/30 (resistenza cubica a compressione pari a 30 MPa), in accordo con l'Eurocodice 2, con uno slump S5 e inerti di diametro massimo pari a circa 3 mm.

La quantità di armatura fornita dalle reti elettrosaldate ($\phi 2.5/5$ cm x 5 cm), assieme al tipico spessore complessivo dei due strati di calcestruzzo che costituiscono la parete finale in c.a. (4 cm + 4 cm), conducono ad una percentuale di armatura pari a 0.00245% (senza considerare le barre aggiuntive).

Le pareti in c.a. gettato in opera così ottenute (Figura 3.3) sono *pareti sandwich* costituite da due pareti dello spessore di 4 cm ciascuna armata con le reti elettrosaldate (ed eventualmente con barre integrative) connesse tra loro con il polistirene e i connettori metallici.

Nei paragrafi seguenti, questa specifica formazione in calcestruzzo sarà indicata come *parete tozza di tipo sandwich in c.a. gettato in opera*, oppure, per esigenze di sintesi, semplicemente come *parete*.

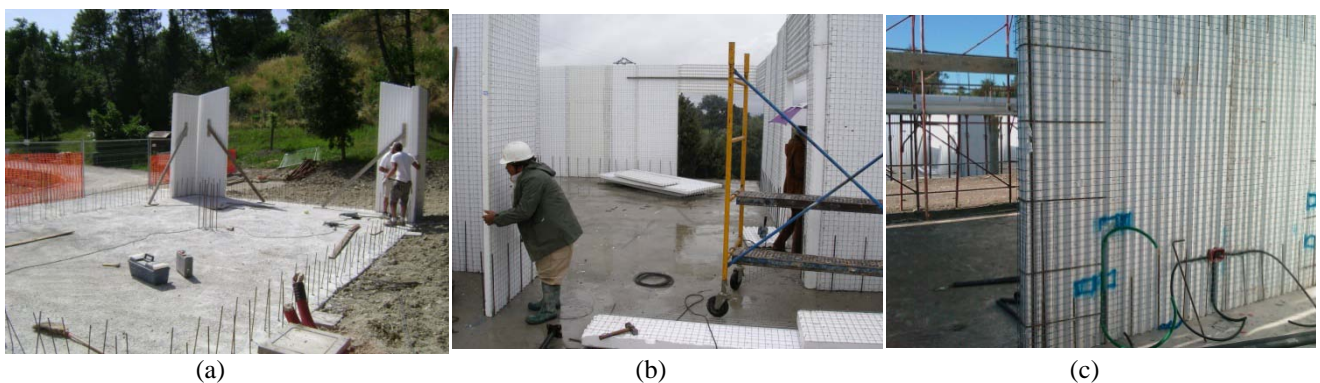


Figura 3.2: Esempi illustrativi relativi al tipico assemblaggio dei pannelli modulari per realizzare la parete di supporto da completare successivamente con il getto dei due strati di calcestruzzo.

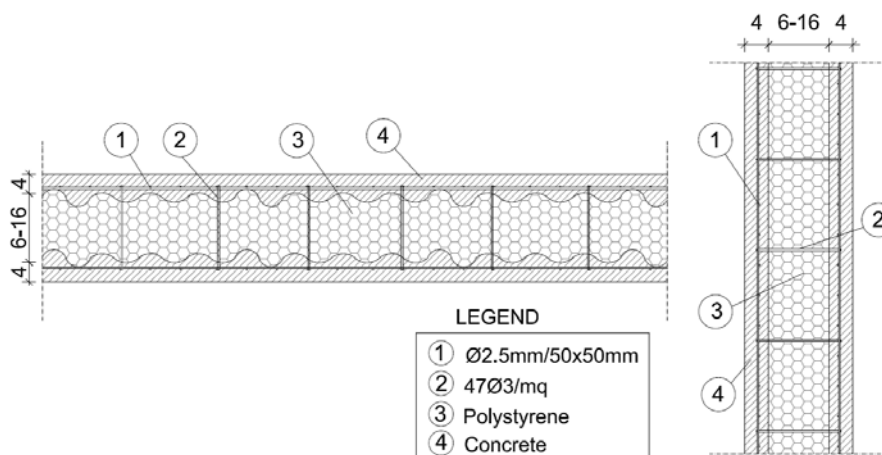


Figura 3.3: Sezione orizzontale e verticale di una parete sandwich.

3.3 La connessione tra le pareti e la fondazione

Le fondazioni delle strutture in esame sono realizzate secondo i metodi tradizionali (travi di fondazione, platee, platee su pali, in funzione delle caratteristiche del terreno). Per realizzare la connessione tra le pareti e le fondazioni, quest'ultime presentano delle barre di ripresa (tipicamente

1+1 $\phi 8/50\text{cm}$ o 1+1 $\phi 8/30\text{cm}$ realizzate con acciaio di tipo B450C) che spiccano verso l'elevazione. I pannelli modulari sono fissati a queste riprese avendo l'accortezza di far passare le riprese all'interno delle reti elettrosaldate (Figura 3.4).

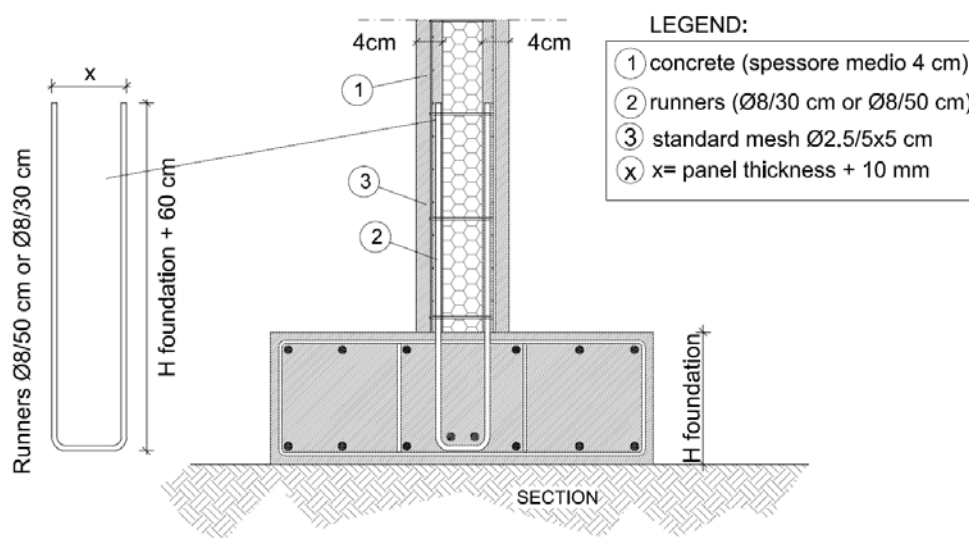


Figura 3.4: Connessione parete - fondazione.

3.4 Le connessioni tra pareti ortogonali

Le pareti ortogonali sono connesse le une alle altre attraverso *pannelli speciali* opportunamente progettati. La particolare progettazione di tali connessioni è stata messa a punto al fine di assicurare la completa trasmissione delle azioni (i.e. taglio, flessione, ed eventualmente sforzo assiale) che si esercitano tra le pareti ortogonali. In questo modo, è possibile ottenere, un sistema strutturale caratterizzato da un *comportamento scatolare/cellulare* nei confronti delle azioni orizzontali. Inoltre, per garantire la trasmissione delle azioni tra pareti ortogonali anche in caso di eventi sismici rari, queste connessioni sono state progettate seguendo l'approccio della Gerarchia delle Resistenze, secondo il quale, le pareti dovranno raggiungere lo snervamento prima delle connessioni (che dovranno rimanere in campo elastico lineare). Queste connessioni sono realizzate utilizzando pannelli adeguatamente sagomati (*pannelli speciali*), disponendo un appropriato (da progettare, in funzione della struttura specifica, sulla base dei principi sotto descritti) quantitativo di armatura, orizzontale e verticale, all'interno di "casseri" ricavati (attraverso intagli di alcune porzioni di polistirene) nei pannelli di polistirene e riempiendoli, successivamente, con il quantitativo necessario di calcestruzzo (per queste connessioni si può utilizzare la stessa miscela di calcestruzzo che viene spruzzata sulle pareti di supporto). Generalmente, per edifici da civile abitazione, l'armatura orizzontale e verticale risulta, rispettivamente, pari a 1+1 $\phi 12$ (o 1 $\phi 16$) e $\phi 8/50\text{cm}$ (o $\phi 8/30\text{cm}$).

La Figura 3.5 rappresenta i pannelli speciali utilizzati per realizzare le connessioni tra due, tre e quattro pareti ortogonali.

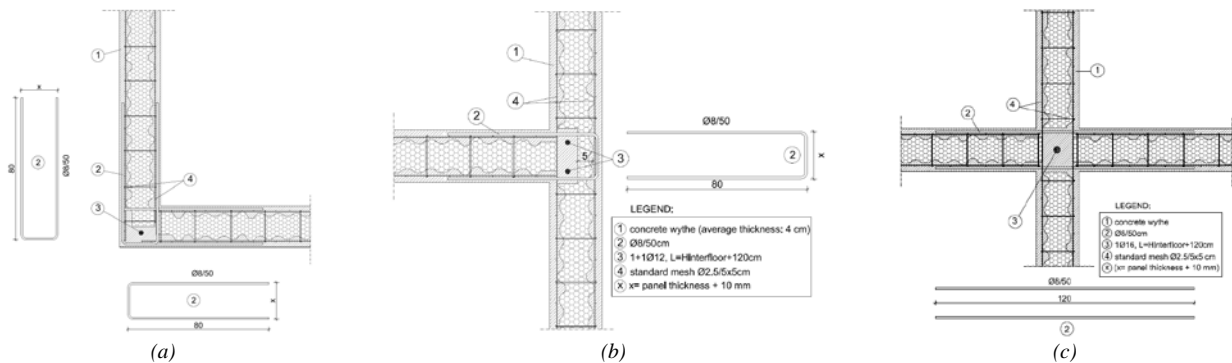


Figura 3.5: “Pannelli speciali” utilizzati per la realizzazione delle connessioni tra (a) due, (b) tre e (c) quattro pareti ortogonali.

3.5 Le connessioni tra pareti e solai

Tipicamente, i solai sono realizzati secondo i metodi tradizionali, al fine di ottenere strutture orizzontali caratterizzate da elevati valori di rigidezza e resistenza nel piano. Questo comportamento risulta essere fondamentale al fine di trasferire le azioni orizzontali (dovute all’azione sismica) alle pareti ottenendo così il comportamento scatolare desiderato per il quale ciascuna parete lavora sostanzialmente con azioni agenti nel piano.

Le pareti sono connesse ai solai attraverso speciali cordoli in c.a. disposti sulla sommità delle pareti. Questi cordoli sono realizzati come segue:

- sulla sommità di ciascuna parete viene realizzata un’apposita gabbia d’armatura, composta da quattro (tipicamente $\phi 12$ o $\phi 16$) barre orizzontali inserite all’interno di due “cuffie” (ferri a U tipicamente $\phi 8/50$ cm o $\phi 8/30$ cm) adeguatamente distanziate e orientate in maniera opposta l’una rispetto all’altra,
- le casseforme per i solai sono disposti affianco alla sommità della parete a filo della superficie finita della parete sottostante;
- viene versato il quantitativo necessario di calcestruzzo a completamento, contemporaneo, dei cordoli e dei solai (si può utilizzare la stessa miscela di calcestruzzo che viene spruzzata sulle pareti di supporto oppure, un calcestruzzo di pari caratteristiche meccaniche avente una normale granulometria di inerti).

I cordoli così ottenuti hanno una larghezza pari allo spessore delle pareti sottostanti. I dettagli di questo genere di connessione (rappresentato in Figura 3.6) sono stati appositamente studiati, seguendo i principi della Gerarchia delle Resistenze, per garantire che:

- i carichi gravitazionali siano trasmessi dal solaio su entrambi gli strati portanti della parete sandwich sottostante;

- le forze orizzontali dovute all'accelerazione sismica sono trasmesse alle pareti parallele come sforzi di taglio nel piano;
- le forze orizzontali indotte dall'azione sismica sono trasmesse alle pareti perpendicolari all'azione sismica come sforzi normali (i.e. tira e spingi) grazie al comportamento scatolare.

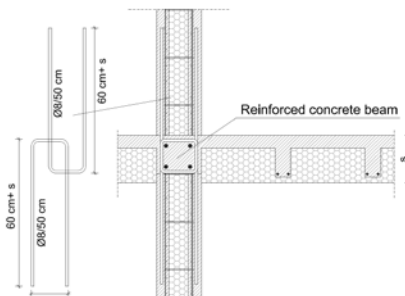


Figura 3.6: Connessione tra pareti e solai.

3.6 Il sistema strutturale così ottenuto e le sue peculiarità

Per quanto sopra esposto, questo sistema costruttivo consente di ottenere un sistema strutturale caratterizzato dalle seguenti peculiarità:

- ogni parete è caratterizzata da uno strato centrale di polistirene espanso inserito tra due pareti in c.a.; pertanto la struttura risulta composta da *pareti sandwich*;
- le pareti disposte lungo il perimetro della struttura (e adeguatamente collegate le une alle altre) realizzano il *comportamento scatolare* della struttura;
- le pareti disposte come partizioni interne (e adeguatamente collegate le une alle altre e con le pareti perimetrali) realizzano il *comportamento cellulare* della struttura (i.e. *bundled-tube behaviour*).

Il *comportamento scatolare/cellulare* consente di realizzare sistemi strutturali caratterizzati da una elevata resistenza e rigidità torsionale. Quando questi sistemi sono soggetti a forze orizzontali, le pareti lavorano sostanzialmente con *azioni agenti nel loro piano*.

Questo metodo costruttivo viene generalmente impiegato per la realizzazione di edifici residenziali caratterizzati da un basso numero di piani, nei quali le pareti strutturali sono caratterizzate da un'altezza inferiore (o al più uguale) alla larghezza. Questa configurazione geometrica consente di considerare le *pareti tozze* (e non snelle).

In aggiunta alle peculiarità sopra elencate, è bene notare che, per garantire (i) elevati livelli di sicurezza nei confronti delle azioni verticali ed (ii) elevati livelli di duttilità nei confronti delle azioni orizzontali:

- i valori dei *tassi di lavoro a sforzo assiale* sono *limitati*;
- il *rapporto tra la percentuale di armatura verticale e la percentuale di armatura orizzontale* è mantenuto *basso* in modo da assicurare che lo snervamento a flessione delle pareti si

verifichi prima della loro crisi a taglio (*Gerarchia delle resistenze*);

- le connessioni (tra pareti ortogonali e tra pareti e solai) sono progettate per rimanere in campo elastico lineare anche sotto terremoti rari (*Gerarchia delle resistenze*).

PARTE II

Inquadramento delle peculiarità strutturali nell'ambito scientifico e normativo

Abstract

The most salient features of the construction system at hand can be summarized as follows: (i) *squat walls*; (ii) *bundled-tube behavior*; (iii) *sandwich walls*. In this chapter specific scientific literature reviews follow upon these three aspects. From deep analysis and interpretation of all the references, the following aspects have been observed.

As far as the seismic behavior of concrete walls is concerned, most of the research work accomplished up to date is focused upon *slender cantilever walls* (for sake of conciseness, let us refer to Coull and Stafford Smith 1991 and Paulay and Priestley 1992) with little research works developed for *squat walls* despite they have already shown valuable strength resources towards earthquake of high intensity (as for example, in Montenegro and in Chile). Such works (Salonikios *et al.* 1999, Salonikios *et al.* 2000, Hidalgo *et al.* 2002, Salonikios 2002, Chai and Anderson 2005) mainly regard the (i) in-plane seismic behaviour of (ii) a single squat concrete walls (iii) subjected to a cyclic load. It is worth pointing out that all these researches regarding *squat walls* are relatively recent and this fact indicates the increasing interest in *structural systems composed of cast in situ squat concrete walls*.

As far as the bundled-tube behavior is concerned, it is to be noted that all the mentioned research works testified that there is a good knowledge of the seismic behaviour of bundled-tube systems but it is limited to high-rise framed structure and it does not concern the behaviour of low-rise building completely composed of squat reinforced concrete walls.

Finally, as far as the behaviour of sandwich walls is concerned, most of the research work mainly regard the out-of-plane behaviour under vertical static loads and under horizontal out-of-plane loads of a single *precast concrete sandwich panels* (PCSP). To the knowledge of the authors, there is just one research work available (Rezaifar, *et al.* 2008) which illustrates the behaviour of sandwich walls under seismic loads and in more detail it describes a full-scale dynamic test of a single storey building constructed on a shaking table by a "*prefabricated 3D sandwich panel method*".

Also a provisions background has been developed. In particular, several codes (*D.M. 14/01/2008*, *Circolare Min. LLPP n. 6090/69*, *CNR 10025/84*, *Eurocodes* and *ACI 318-08*) has been analyzed in order to identify which chapters deal with the structural system at hand.

4 Introduzione alla Parte II

Come descritto nella parte precedente, le principali peculiarità del sistema strutturale oggetto di studio sono: (i) la forma *tozza* delle pareti, (ii) il *comportamento scatolare/cellulare* della struttura nel suo complesso e (iii) il fatto che le *pareti* sono di tipo *sandwich*. Nella seconda parte di questa Tesi, si è cercato di inquadrare le peculiarità strutturali sopra elencate nell'ambito scientifico, analizzando, se e in che modo, ciascuna delle singole specificità del sistema strutturale fosse stata affrontata nell'ambito della letteratura tecnico-scientifica e nell'ambito delle principali normative nazionali ed internazionali.

5 Inquadramento delle peculiarità strutturali nell'ambito scientifico

L'inquadramento delle peculiarità strutturali nell'ambito scientifico è stato condotto analizzando i seguenti tre aspetti:

- il confronto tra le pareti tozze e le pareti snelle (paragrafo 5.1);
- il comportamento scatolare/cellulare (paragrafo 5.2);
- le pareti sandwich (paragrafo 5.3).

e ha consentito di mettere in luce quanto segue:

1. per quanto riguarda il confronto tra le pareti tozze e le pareti snelle, è stato riscontrato che:
 - esiste una profonda conoscenza del comportamento sismico delle pareti snelle (i.e. *slender walls*) sotto carichi dinamici e ciclici (terremoto) sia per quanto riguarda i singoli elementi che per quanto riguarda il sistema strutturale tridimensionale nel suo complesso. Come conseguenza diretta di ciò, i sistemi strutturali a pareti snelle sono ad oggi ben conosciuti, tanto che le normative forniscono linea-guide dettagliate per la loro progettazione;
 - esiste una limitata conoscenza del comportamento sismico delle pareti le pareti tozze; infatti le pareti tozze in c.a. gettato in opera sono state recentemente oggetto solo di un limitato numero di lavori di ricerca relativi allo studio del comportamento nel piano di una singola parete soggetta a carichi ciclici.
2. per quanto riguarda il comportamento scatolare/cellulare, è stato riscontrato che:
 - è ben noto il comportamento scatolare/cellulare nei confronti di azioni orizzontali (quali l'azione del vento) di strutture intelaiate e snelle;
 - a conoscenza dell'autrice, non vi sono studi sul comportamento scatolare/cellulare nei confronti di azioni sismiche di strutture a pareti tozze.
3. per quanto riguarda le pareti sandwich, è stato riscontrato che:
 - la maggior parte dei lavori di ricerca riguarda principalmente lo studio del comportamento fuori dal piano (dovuto principalmente ad azioni verticali) di pannelli sandwich prefabbricati.
 - a conoscenza dell'autrice, per quanto riguarda il comportamento di pannelli sandwich sotto carichi sismici, in letteratura è presente un solo lavoro di ricerca (Rezaifar, et al.

2008) che descrive la prova dinamica di un edificio ad un piano in scala reale costruito su tavola vibrante con il “metodo dei pannelli sandwich 3D prefabbricati”.

5.1 Pareti tozze vs. pareti snelle

Prima degli anni Sessanta, come affermato da Hidalgo et al. 2002, l'uso e la diffusione di sistemi costituiti da pareti resistenti alle azioni orizzontali (i.e. *lateral resisting wall systems*) non era predominante nei paesi ad elevato rischio sismico poiché la maggior parte dei ricercatori aveva rivolto la propria attenzione nei confronti del comportamento sismico dei sistemi intelaiati a trasmissione di momento flettente (i.e. *moment-resisting frame systems*). Dagli anni Sessanta, il comportamento sismico di strutture realizzate con pareti snelle in c.a. (i.e. *reinforced concrete slender wall structures*), progettate in modo da sviluppare una cerniera plastica alla base (pareti duttili, *ductile walls*), divenne l'obiettivo di diversi lavori di ricerca. In particolare, Beck (1962) contribuì in modo fondamentale all'analisi di pareti accoppiate (i.e. *coupled shear walls*) e, negli stessi anni, Rosman (1964) studiò un'analisi approssimata delle pareti (i.e. *coupled shear walls*) soggette a carichi orizzontali. Fintel (1974) e Naaseh (1984) riconobbero le migliori prestazioni sismiche dei sistemi a pareti portanti rispetto ai sistemi a telaio. Paulay e Williams (1980) descrissero come valutare le sollecitazioni di progetto, come analizzare e progettare le pareti in c.a. con comportamento duttile. Paulay (1986) si occupò della progettazione di sistemi strutturali a pareti portanti con comportamento duttile resistenti alle azioni sismiche; Wood nel 1991 sottolineò l'ottimo comportamento di un edificio a pareti portanti riscontrato durante il terremoto del Cile del 3 Marzo 1985. Coull e Stafford Smith (1991) si occuparono dell'analisi e della progettazione di edifici molto alti dedicando gran parte del proprio lavoro al comportamento sismico dei pareti snelle; Paulay e Priestley, nel loro celebre lavoro del 1992, hanno raccolto i loro precedenti studi riguardo la progettazione sismica di edifici in c.a. facendo particolare riferimento agli *shear walls* e ai *coupled shear walls*; Sezen et al. 2003 hanno evidenziato l'ottimo comportamento degli edifici a pareti portanti riscontrato in Turchia durante il terremoto del 17 Agosto 1999. Englekirk (2003) ha dedicato due interi capitoli del suo lavoro di ricerca alle pareti snelle con e senza aperture supportando la sua teoria con i risultati di prove sperimentali; recentemente, Bachmann et al. (2009) hanno descritto i risultati ottenuti da prove di carico ciclico quasi statico condotte su pareti in c.a.

I lavori di ricerca sopra citati mostrano una profonda conoscenza del comportamento sismico delle pareti snelle (i.e. *slender walls*) sotto carichi dinamici e ciclici (terremoto) sia per quanto riguarda i singoli elementi che per quanto riguarda il sistema strutturale tridimensionale nel suo

complesso. Come conseguenza diretta di ciò, i sistemi strutturali a pareti snelle sono ad oggi ben conosciuti e anche la normativa fornisce linee-guida per la loro progettazione.

Le pareti tozze costituiscono gli elementi resistenti principali delle *strutture composte da pareti tozze in cemento armato gettato in opera* (i.e. *structural systems composed of cast in situ concrete walls*). Con l'espressione *sistemi strutturali composti da pareti in cemento armato gettate in opera* si fa riferimento ad edifici di modesta altezza costituiti da *pareti tozze in c.a. gettate in opera* (i.e. *cast in situ squat reinforced concrete walls*), disposte in modo da realizzare una struttura composta da molteplici unità cellulari adiacenti. Per questo motivo i sistemi strutturali in esame possono anche essere indicati con l'espressione: "*strutture cellulari*".

In letteratura si trovano due definizioni di pareti tozze. La prima si trova nel libro di Park e Paulay del 1975 intitolato "*Reinforced Concrete Structures*" (Wiley Interscience, John Wiley & Sons inc.):

"In many low-rise buildings, the height of the shear wall is less than their length (i.e., their structural depth). Clearly, in such situations, the assessment of the flexural and shear strength and appropriate reinforcement cannot be based on the conventional techniques applicable to taller walls. Rather the principles established in connection with the behavior of deep beams are relevant. It is no longer possible to discuss separately flexure and shear, since the two are more intimately interrelated in squat shear walls.

Low-rise shear walls normally carry only very small gravity loads, and for this reason their beneficial effect, derived at least for shear strength, is best ignored. The flexural steel demand will also be small in most cases because of the relatively large available internal lever arm. It will be more practical, therefore, to distribute the vertical (i.e., flexural) reinforcement uniformly over the full length of the wall, allowing only a nominal increase at the vertical edges.

For seismic loading the corresponding loss of ductility is not likely to be of great importance for two reasons. First, the low steel requirement is often satisfied by near-minimum steel content (i.e., 0.25%), which provides sufficient energy of absorption in the postelastic range. Second, properly detailed squat shear walls can be made to absorb all or most of the seismic shock in the elastic range without demand for great reinforcement contents. [...]"

La seconda è di Hidalgo, Ledezma e Jordan e la si trova nell'articolo scientifico intitolato "*Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls*" pubblicato sulla rivista *Earthquake Spectra* nel 2002:

“[...] The lessons learned from the seismic behavior of Chilean buildings show that detailing of reinforced concrete elements to absorb and dissipate energy through the development of ductile flexural behavior is not the only way to achieve a satisfactory seismic behavior during severe earthquake events. When the total cross section of walls is large enough, that is, 0.02 to 0.04 times the floor plan area in each direction of seismic resistance for buildings up to 25 stories high, flexural yielding of boundary reinforcement of walls is kept at a moderate level in tall buildings and practically does not develop in low-rise buildings. Additionally, shear stresses in the walls are limited to reasonably small values. These facts yield to a satisfactory control of the structural damage, and far more important, to a system where collapse is almost unthinkable. From a conceptual point of a view, development of excessive ductility and structural damage are prevented because of the considerable lateral strength and the stiffness of the shear wall system. This fact is also important to control damage in nonstructural elements. Finally, but not less important, all these benefits may be obtained with methods of design and construction that are much less sophisticated than those required for the development of ductile inelastic behavior in the structural elements under severe earthquake events. [...]”

La ricerca bibliografica condotta sulle pareti tozze ha messo in luce che questi elementi strutturali sono stati oggetto solo di un limitato numero di lavori di ricerca, nonostante il loro buon comportamento sismico. In particolare, Paulay *et al.* (1982), hanno affrontato il problema della duttilità nelle pareti tozze resistenti ad azioni sismiche; Duffey *et al.* (1994), hanno valutato gli spostamenti limite delle pareti caratterizzate da bassi valori del rapporto tra altezza e larghezza sulla base dei risultati sperimentali presenti in letteratura; Salonikios *et al.* (1999) hanno studiato il comportamento sotto carichi ciclici di pareti caratterizzate da bassi valori del rapporto tra altezza e larghezza, descrivendo i criteri progettuali e i risultati di prove sperimentali; e, nel 2000, Salonikios *et al.*, sempre con riferimento a comportamento sotto carichi ciclici di pareti caratterizzate da bassi valori del rapporto tra altezza e larghezza, hanno investigato le modalità di collasso, le resistenze e i percorsi deformativi, individuando implicazioni progettuali; Hidalgo *et al.* (2002) hanno studiato il comportamento di pareti in c.a. che mostravano una crisi a taglio, attraverso i risultati di una campagna di prove sperimentali su 26 pareti in scala reale soggette a spostamenti orizzontali ciclici di ampiezza crescente, utilizzando come parametri del test il rapporto tra i lati, la quantità di armatura diffusa orizzontale e verticale e la resistenza a compressione del calcestruzzo; Salonikios (2002) ha studiato la resistenza al taglio e l'andamento delle deformazioni in muri in c.a. con un rapporto tra i lati pari a 1.0 e 1.5, progettati secondo l'EC8 , soggetti a carichi ciclici non elastici; Chai

and Anderson (2005) hanno descritto la risposta sismica di pareti forate in calcestruzzo alleggerito utilizzate per la realizzazione di strutture scolastiche monopiano.

È importante notare che tutti questi lavori sono relativamente recenti. Ciò indica un interesse crescente della comunità scientifica nei confronti dei sistemi strutturali composti da pareti tozze in c.a. gettate in opera e soprattutto nei confronti del comportamento di una singola parete soggetta a carichi ciclici agenti nel piano. L'unica ricerca che tratta il comportamento sismico (in particolare descrive "*il comportamento dinamico di un sistema di pareti tridimensionale ad un solo piano da provare su tavola vibrante* ") di un sistema strutturale composto da pareti tozze in c.a. gettate in opera è stato pubblicato da Rezaifar, *et al.* nel 2008.

Sulla base degli studi che sono stati fino ad oggi condotti, è ragionevole assumere che le pareti tozze in c.a. gettate in opera siano caratterizzate da (i) ottime risorse in termini di resistenza ai carichi orizzontali (resistenze superiori rispetto ai sistemi intelaiati) e (ii) buone capacità in termini di duttilità (le risorse duttili di tali pareti dipendono dalla quantità di armatura orizzontale).

Da un'accurata analisi di tutte le fonti precedentemente citate, è possibile dedurre che il comportamento sismico delle pareti tozze differisce completamente dal comportamento sismico delle pareti snelle. Da un lato, infatti, le pareti snelle sono progettate per esibire un comportamento flessionale duttile, che permette di adottare un fattore di struttura per la riduzione delle sollecitazioni nel caso di eventi sismici molto violenti. Per assicurare questo comportamento duttile, il progettista deve realizzare dei dettagli costruttivi specifici che garantiscono una resistenza a taglio superiore alla resistenza a flessione. D'altra parte, per le pareti tozze, il comportamento duttile potrebbe essere non necessario. Per le strutture composte da pareti tozze in c.a. gettate in opera, i tassi di lavoro a sforzo assiale e le tensioni tangenziali risultano generalmente modeste, e pertanto la struttura potrebbe essere rimanere in campo elastico-lineare anche durante il verificarsi di eventi sismici molto rari.

5.2 Il comportamento scatolare/cellulare

La teoria delle strutture (Timoshenko e Goodier 1951) indica chiaramente che una forma scatolare della sezione trasversale è un ottimo attributo per i sistemi strutturali: (i) le porzioni della sezione trasversale più lontane dall'asse neutro, dovendo sopportare i carichi flessionali, sono molto più sollecitate, o pienamente utilizzate, mentre le porzioni più vicine all'asse neutro sono molto meno sollecitate, o sotto-utilizzate; (ii) la sezione chiusa conferisce una rigidità

flessionale e torsionale di gran lunga superiore rispetto a quella delle strutture con sezione aperta (a parità di materiale strutturale), (iii) la rigidezza flessionale della sezione trasversale aumenta ponendo, per quanto questo sia possibile, del materiale in grado di sostenere i carichi lungo il perimetro esterno.

Negli anni Sessanta, Fazlur Kahn (Khan 2004) ebbe l'idea di utilizzare le ottime proprietà della sezione scatolare per la progettazione di edifici alti. Inizialmente, le sezioni scatolari furono utilizzate per le “*strutture a tubo*” (i.e. “*framed tube*”), che sotto l'azione del vento, presentavano un considerevole grado di “*shear lag*” nei pannelli ortogonali all'azione del vento. Successivamente, fu ideato un sistema più efficiente: il cosiddetto “*bundled-tube system*”, composto da telai rigidi nelle due direzioni ortogonali (connessi alla forma a tubo) in modo da creare delle celle, producendo, così, una distribuzione più uniforme delle tensioni normali nei pilastri delle pareti ortogonali.

Coull and Stafford Smith in 1991, si occuparono del comportamento strutturale di base delle strutture scatolari e descrissero le tecniche usate nell'analisi di strutture scatolari sotto l'azione di azioni orizzontali; Taranath 1997 studiò quale fosse la forma più efficiente per i sistemi indicati come “*bundled-tube systems*” e descrisse il comportamento di questi sistemi riferendosi a casi di studio specifici, come ad esempio la “*Sears Tower*” a Chicago e il “*Four Allen Center*” a Houston.

I lavori sopra menzionati consentono di osservare che il comportamento sismico dei sistemi “*bundled-tube*” è ben noto, ma è limitato al caso di strutture intelaiate con un numero molto elevato di piani, mentre, è abbastanza limitato per quanto riguarda strutture con un numero basso di piani ed è addirittura assente per quanto riguarda il comportamento di edifici bassi composti da pareti tozze in c.a. quali i sistemi oggetto di questa tesi.

5.3 Le pareti sandwich

Per quanto riguarda il comportamento dei muri sandwich sotto l'azione di carichi statici, sono stati sviluppati diversi lavori di ricerca, a partire dagli anni novanta, sui *pannelli sandwich prefabbricati in calcestruzzo* (*precast concrete sandwich panels, PCSP*). In particolare, il complesso comportamento dei *PCSP* dovuto alla non linearità meccanica, al ruolo incerto dei connettori e all'interazione tra i vari componenti ha portato i ricercatori a basarsi su prove sperimentali supportate da semplici studi analitici (Rezaifar *et al.* 2008). La mancanza di informazioni sul comportamento di questi sistemi costruttivi potrebbe essere attribuita all'elevato costo delle prove in scala reale e all'estrema difficoltà riscontrata nel realizzare modelli in scala

ridotta. Inoltre molti pannelli sandwich, prodotti nel Nord America e in Europa, sono brevettati e i produttori sono contrari alla condivisione di informazioni con i propri avversari (Einea *et al.* 1991). Più precisamente nel 1986, Holmberg and Pelin, hanno valutato la capacità portante di pannelli sandwich sotto carichi statici. Einea *et al.* nel 1994 hanno impiegato, come connettori a taglio nei pannelli sandwich, degli elementi diagonali in materiale plastico in modo da aumentare l'isolamento termico di questi sistemi. Bush and Stine nel 1994 hanno studiato le prestazioni flessionali dei pannelli sandwich realizzati in opera con connettori diagonali. Nel 1995, Einea *et al.* hanno suggerito una soluzione matematica per i pannelli semi-compositi sviluppando delle equazioni differenziali, e confrontando la soluzione analitica con le analisi agli elementi finiti mostrando l'accuratezza del loro metodo analitico. Salmon *et al.* nel 1997 hanno presentato i risultati ottenuti sottoponendo a carichi trasversali in posizione verticale un pannello sandwich in scala reale. Nel 1997, PCI Committee on Precast Concrete Sandwich Wall Panels ha pubblicato un lungo e dettagliato articolo intitolato "*State of the art of precast/prestressed sandwich wall panels*". Nijhawan nel 1998 ha misurato sperimentalmente le forze di taglio all'interfaccia e ha progettato di conseguenza i connettori a taglio. Bush and Wu, nel 1998, hanno presentato una soluzione matematica e un modello agli elementi finiti per l'analisi flessionale di pannelli sandwich precompressi con connettori a taglio diagonali. Kabir and Hasheminasab nel 2001 hanno condotto delle prove a flessione e a taglio su muri portanti e solai, e hanno determinato le curve sforzo-deformazione e i meccanismi di collasso. Nel 2004, il Precast/Prestressed Concrete Institute ha pubblicato la sesta edizione del "*PCI Design Handbook*" le cui indicazioni sono considerate un aiuto per la progettazione ("*design aid*") da ACI 318-08 del 2008. Benayoune *et al.* nel 2005 hanno studiato la resistenza ultima di pannelli sandwich prefabbricati in calcestruzzo (PCSP) sotto l'azione di carichi assiali eccentrici, attraverso prove sperimentali (nei loro lavori sono state analizzate le caratteristiche di deformazione, le variazioni di deformazione attraverso lo strato isolante, la deformazione nei connettori a taglio, la comparsa e la propagazione di fessure sotto carichi crescenti). Kabir, nel 2005 ha condotto una dettagliata campagna di ricerca sperimentale per comprendere meglio le caratteristiche meccaniche di tali sistemi definiti "*ibridi*". Kabir and Rahbar nel 2005 hanno misurato la resistenza a compressione degli strati di calcestruzzo nella forma di piccoli nuclei.

I lavori di ricerca sopra citati mostrano riguardano principalmente il comportamento fuori dal piano sotto carichi verticali di un singolo pannello PCSP.

Per quanto riguarda il comportamento di pannelli sandwich sotto carichi sismici, in letteratura è presente un solo lavoro di ricerca (Rezaifar, *et al.* 2008) che descrive la prova dinamica di un

edificio ad un piano in scala reale costruito su tavola vibrante con il “*metodo dei pannelli sandwich 3D prefabbricati*”.

6 Inquadramento delle peculiarità strutturali nell'ambito normativo

Per inquadrare, nell'ambito normativo, le peculiarità strutturali dei sistemi a pareti portanti in c.a. gettato in opera realizzati secondo la tecnologia del pannello di supporto in polistirene, sono state analizzate le principali norme nazionali e internazionali. In particolare, sono state analizzate:

- le norme italiane, tra cui:
 - *Norme Tecniche per le Costruzioni* accettate con il D.M. 14/01/2008 e pubblicate sul S.O. No. 30 della G.U. No. 29 in data 04/02/2008;
 - Istruzioni C.N.R. 14-12-1983 n° 10025/84. *Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio armato e per le strutture costruite con sistemi industrializzati.*
 - Circolare Min.LL.PP. 11-08-1969 n°6090, “*Norme per il calcolo e la costruzione di strutture a grandi pannelli*”.
- europee, tra cui:
 - UNI EN 1991 – Eurocodice 2, “*Progettazione delle strutture in calcestruzzo*”, Parte I: “*Regole generali e regole per gli edifici*”;
 - UNI EN 1998 - Eurocodice 8, “*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*”, Parte I: “*Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*”;
 - C.E.B.-C.I.B.-U.E.A.t.c.- 1966, “*Recommandations internationales unifies pour le calcul et l'execution des structures en panneaux assemblés de grand format*”;
- e statunitensi, tra cui:
 - ACI 318-08, “*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*”.

In primo luogo, è stato riscontrato che le strutture a pareti portanti in c.a. gettato in opera realizzate secondo la tecnologia del pannello di supporto in polistirene, appartengono ad una tipologia di strutture in c.a. che non viene esplicitamente menzionata né nel D.M. 14/01/2008 né negli Eurocodici. Infatti, sia il D.M. 14/01/2008 che gli Eurocodici, affrontano la problematica della progettazione statica e sismica delle strutture a pareti ma limitatamente al caso delle pareti snelle. Per questo motivo, per la progettazione statica e sismica delle strutture oggetto di studio è possibile far riferimento a normative di comprovata validità.

In particolare, le normative tecniche che esplicitamente fanno riferimento ai sistemi strutturali oggetto di questo studio (sistemi strutturali a pareti portanti in c.a. gettato in opera realizzati secondo la tecnologia del pannello di supporto in polistirene) sono:

- la Circolare n°6090 del 1969, nella quale viene fatto riferimento al documento C.E.B.-C.I.B.-U.E.A.t.c. sempre del 1969;
- le istruzioni C.N.R. n° 10025 del 1984.

A tali riferimenti è possibile ricondursi con sicurezza per quanto riguarda la progettazione delle strutture oggetto di studio nei confronti delle azioni statiche.

Un discorso a parte deve essere fatto per quanto riguarda la normativa americana, ACI 318 del 2008. In questa normativa viene fatto riferimento a strutture a pareti sandwich prefabbricate (e non gettate in opera). Infatti nelle ACI 318 viene citato espressamente come “*design aid*” per la progettazione delle strutture prefabbricate a pannelli sandwich il manuale: “*PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete*” del 2004 a cura del Precast/Prestressed Concrete Institute. Il *PCI Design Handbook* tratta specificatamente della progettazione di strutture a pannelli sandwich prefabbricati, ma il suo utilizzo potrebbe essere esteso anche alle strutture a pareti sandwich in c.a. gettato in opera, grazie al principio definito di “*Emulation*” di cui al paragrafo 3.1.2.1 del manuale. Tale principio, infatti, stabilisce che “*affinché le strutture prefabbricate possano essere realizzate anche in zone di elevata sismicità è necessario che i singoli componenti della struttura stessa siano collegati tra loro in modo da garantire sostanzialmente lo stesso comportamento di una struttura gettata in opera. Grazie al principio di “emulazione” è possibile realizzare strutture monolitiche*”. Grazie al principio di emulazione, il *PCI Design Handbook* potrebbero costituire un valido riferimento per la progettazione, anche in zona sismica, delle strutture oggetto di studio.

PARTE III

**Formule predittive, prove
sperimentali e correlazioni
analitico sperimentali**

Abstract

Structural systems composed of cast in situ sandwich squat concrete walls have been object of a number o researches developed in order to increase the performances of the system. With these researches all the aspects related to the constructive system has been studied (from the structural to the material characteristics and from the thermal-acoustic to fire-resistance ones). In this document, only the aspect related to the evaluation of the structural characteristics of the structural systems composed of cast in situ sandwich squat concrete walls will be presented. During the years (starting from 2001), given the peculiarities of the structural systems at hand, several experimental (static, pseudo-static and dynamic) tests were performed in order to evaluate the actual structural performances with respect to vertical and horizontal actions and in order to verify the actual cellular/box behavior. One of the objective of my P.h.D experience was that to catalogue all the data and the test reports of the whole experimental tests performed in years. All these tests have been classified in terms of typology (i.e. static, pseudo-static and dynamic) and then they have been logically organized dividing in (i) tests which did not need any interpretation; (ii) tests which had already been object of a complete interpretation; (iii) tests which had been object of a partial interpretation and (iv) tests which needed interpretation. For each test, I have recognized the objective and then I have developed a study which consists in (i) theoretical formulas for the analytical evaluation of the structural characteristics of the constructive system at hand; (ii) the description of the experimental tests and of the corresponding results and (iii) the interpretation of the experimental tests (in particular of those which had not already been object of a complete or partial interpretation) by means of analytical-experimental correlations developed to verify the validity of the theoretical formulas proposed. In particular, these studies investigate the (i) behavior under axial centered and eccentric load (instability); (ii) behavior under in-plane compression and shear; (iii) behavior under out-of-plane shear; (iv) behavior under out-of-plane bending; (v) behavior under exceptional actions; (vi) dynamic characterizations; behavior under cyclic loads of sandwich walls (vii) without opening and (viii) with opening and of a 2-storeys portion of structure with a H-shaped plan. The results of these studies show that the theoretical formulas are able to describe the behavior of the walls under every type of load.

7 Introduzione alla Parte III

I sistemi strutturali a pareti tozze in c.a. gettato in opera realizzate con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene, sono stati oggetto di numerose ricerche, condotte con l'obiettivo di indagare tutti gli aspetti riguardanti il metodo costruttivo: dalle caratteristiche strutturali a quelle dei materiali, dalle prestazioni termo-acustiche a quelle relative alla resistenza al fuoco.

In questa parte, stante l'oggetto di questa tesi di dottorato, è stato preso in considerazione solo l'aspetto relativo alla valutazione delle caratteristiche strutturali di questo sistema strutturale.

In particolare, nell'ambito di questo Dottorato di Ricerca mi sono occupata della raccolta dei dati e dei report relativi a tutte le prove sperimentali che, nel corso degli anni, sono state condotte per la valutazione delle caratteristiche strutturali del sistema costruttivo oggetto di questo studio (i cui dettagli in termini di caratteristiche degli elementi provati, modalità di prova e risultati ottenuti sono stati riassunti sinteticamente nei successivi paragrafi 10.2, 11.2, 12.2, 6.2, 7.1, 8.2, 9.2, 10.2, 11.2, 12.1).

Tutte queste prove sono state poi catalogate in base alla tipologia (suddividendole in prove statiche ed in prove ciclico – dinamiche) e, successivamente, sono state organizzate logicamente (l'organizzazione logica è stata riportata nel successivo capitolo 9) distinguendo tra quelle prove che:

- non necessitavano di alcuna interpretazione;
- erano già state oggetto di un'interpretazione completa;
- erano già state oggetto di un'interpretazione parziale;
- dovevano ancora essere interpretate.

Per ogni prova è stato individuato l'obiettivo e, a partire da tale obiettivo è stato sviluppato uno studio costituito da:

- formule analitiche, di previsione teorica, per la valutazione delle caratteristiche strutturali del sistema costruttivo oggetto del mio studio sulla base delle classiche ipotesi valide per le strutture tradizionali in c.a., per ottenere una corretta caratterizzazione teorica del comportamento statico e sismico dei sistemi strutturali in esame;
- nella descrizione della prova e dei principali risultati ottenuti (maggiori dettagli relativi alle caratteristiche degli elementi provati, alle modalità di prova e ai risultati ottenuti sono contenuti nel Volume intitolato "Documentazione allegata", che contiene i certificati di tutte le prove effettuate nel corso degli anni);

- interpretazione dei risultati delle prove sperimentali (in particolare di quelli che non erano state ancora interpretate o che erano state solo parzialmente interpretate) mediante correlazioni analitico-sperimentale per la verifica delle formule analitiche proposte.

Nel capitolo successivo (capitolo 9), saranno presentati in modo sintetico tutti i vari studi sviluppati, nell'ambito di questa tesi, a partire dalle prove condotte.

Nei capitoli successivi (dal capitolo 3 al capitolo 12) ciascuno studio verrà presentato in modo completo.

8 Le prove sperimentali condotte nel corso degli anni per la valutazione delle caratteristiche strutturali del sistema costruttivo a pareti portanti di tipo sandwich in c. a. gettato in opera

Data la particolarità del sistema costruttivo a pareti portanti di tipo sandwich in c. a. gettato in opera, nel corso degli anni, sono state condotte numerose prove per la valutazione delle caratteristiche strutturali di tale sistema costruttivo. In particolare, sono state condotte prove:

- statiche e;
- ciclico - dinamiche;

con l'obiettivo di valutare le prestazioni nei confronti dei carichi verticali ed orizzontali del sistema costruttivo in esame e allo scopo di verificarne l'effettivo comportamento scatolare.

In Tabella 8-1 e in Tabella 8-2 sono sinteticamente riportati gli elenchi di tutte le prove statiche e ciclico - dinamiche che sono state effettuate dal 2001 in poi. In particolare, sono riportati il tipo di prova, il periodo e il Laboratorio presso cui è stata effettuata, il responsabile della prova, il responsabile scientifico e la finalità di ogni singola prova. È stato inoltre indicato quale prova:

- necessitasse di interpretazione;
- fosse già stata oggetto di un'interpretazione completa;
- fosse già stata oggetto di un'interpretazione parziale;
- dovesse ancora essere interpretata.

Nel Volume intitolato "Documentazione allegata", sono contenuti i certificati di tutte le prove effettuate nel corso degli anni (organizzate in 11 allegati). Nell'ultima colonna della Tabella 8-1 e della Tabella 8-2 si riporta il riferimento all'allegato in cui è stato riportato il certificato di prova corrispondente alla prova citata.

Tabella 8-1. Quadro sinottico delle prove statiche condotte nel corso degli anni.

PROVA	DATA	LAB.	RESPONSABILE DI PROVA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	OBIETTIVO	NECESSITA DI INTERPRETAZIONE?	GIÀ INTERPRETATA DAL GRUPPO DI RICERCA	PARZIALMENTE INTERPRETATA	INTERPRETATA IN QUESTA TESI	ALLEGATO N.
Prove a rottura con carico assiale centrato ed eccentrico	mar/apr 02	LAPS	Prof. M. Savoia	Prof. C. Ceccoli	Valutazione del comportamento con carico assiale centrato ed eccentrico (instabilità)	SÌ	SÌ	NO	NO	1
Prove a rottura con carico diagonale	gen-02	LAPS	Prof. M. Savoia	Prof. C. Ceccoli	Valutazione del comportamento a compressione e taglio nel piano	SÌ	NO	NO	SÌ	2
Prove a rottura per scorrimento	dic 01/gen 02 ott/nov 08	LAPS	Prof. M. Savoia	Prof. C. Ceccoli	Valutazione del comportamento a taglio fuori dal piano	SÌ	NO	NO	SÌ	3 e 4
Prove di carico in flessione a quattro punti	nov-03	LAPS	Prof. M. Savoia	Prof. C. Ceccoli	Valutazione del comportamento a flessione fuori dal piano	SÌ	NO	NO	SÌ	5
Prove di resistenza al danno funzionale e strutturale	ott-03	ITC	Geom Adriano Fantucci	Prof. C. Ceccoli	Valutazione del comportamento sotto azioni eccezionali	NO	-	-	-	6

Tabella 8-2. Quadro sinottico delle prove ciclico-dinamiche condotte nel corso degli anni.

PROVA	DATA	LAB.	RESPONSABILE DI PROVA	RESPONSABILE SCIENTIFICO	OBIETTIVO	NECESSITA DI INTERPRETAZIONE?	GIÀ INTERPRETATA DAL GRUPPO DI RICERCA	PARZIALMENTE INTERPRETATA	INTERPRETATA IN QUESTA TESI	ALLEGATO N.
Prove con vibrodina	apr-02	LAPS	Prof. M. Savoia	Prof. C. Ceccoli	Caratterizzazione dinamica delle pareti sandwich	NO	-	-	-	7
Prove di carico orizzontale ciclico agente nel piano di pareti sandwich senza aperture	dic 05 -feb 07	EUCENTRE	Prof. A. Pavese	Prof. C. Ceccoli	Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano delle pareti sandwich senza aperture	SÌ	NO	SÌ	SÌ	8, 9 e 10
Prove di carico orizzontale ciclico agente nel piano di pareti sandwich con apertura	feb 06	EUCENTRE	Prof. A. Pavese	Prof. C. Ceccoli	Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano delle pareti sandwich con aperture	SÌ	NO	SÌ	SÌ	8 e 10
Prove di carico orizzontale ciclico di una porzione di struttura con pianta ad H	feb 07	EUCENTRE	Prof. A. Pavese	Prof. C. Ceccoli	Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano di una porzione di struttura con sviluppo in pianta ad H	SÌ	NO	SÌ	SÌ	9 e 10
Prove di carico orizzontale ciclico agente nel piano e fuori dal piano di pareti sandwich senza aperture e in differenti condizioni di vincolo	mar - apr 10	EUCENTRE	Prof. A. Pavese	Prof. A. Pavese	Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano e fuori dal piano delle pareti sandwich senza aperture e in differenti condizioni di vincolo	NO	-	-	-	11

Le prove a rottura con carico assiale centrato ed eccentrico sono state interpretate dal Prof. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro. I risultati di queste prove e la relativa interpretazione sono stati pubblicati nell'articolo "*Indagini sperimentali su una tipologia di pannelli in c.a. alleggeriti gettati in opera*" (Ceccoli *et al.* 2002). Nel successivo capitolo 10, si riporta lo studio, condotto dall'autrice, sulla base dell'interpretazione fornita dal Prof. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro, relativo alla valutazione del comportamento delle pareti sandwich soggette a carico assiale centrato ed eccentrico (studio S1).

I risultati delle (i) prove a rottura con carico diagonale; (ii) prove a rottura per scorrimento (solo di quelle condotte tra dicembre 2001 e gennaio 2002) e (iii) prove di carico in flessione a quattro punti erano stati presentati nella memoria "*Indagini sperimentali su una tipologia di pannelli in c.a. alleggeriti gettati in opera*" (Ceccoli *et al.* 2002). In questa memoria non era stata fornita alcuna interpretazione, pertanto, i risultati di queste prove sono stati interpretati in autonomia dall'autrice. Nel successivi capitoli 11, 12 e 13 si riportano gli studi, condotti nell'ambito di questo Dottorato di Ricerca, per la valutazione del comportamento (i) a compressione e taglio nel piano (studio S2), (ii) a taglio fuori dal piano (studio S3) e (iii) a flessione fuori dal piano (Studio S4) rispettivamente.

I risultati delle prove di resistenza al danno funzionale e strutturale non sono mai stati presentati in alcuna memoria scientifica. Il report relativo a queste prove è stato trovato dall'autrice nell'archivio dell'azienda Nidyon. Queste prove non necessitano di alcun tipo di interpretazione, poiché avevano come obiettivo la semplice verifica visiva dei requisiti previsti dalle norme UNI ISO 7892 e TR EOTA 001, per quanto riguarda le prove d'urto, e dalle ETAG 003, per quanto riguarda le prove di carico appeso eccentrico. Nel capitolo 14 si riporta una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate e dei corrispondenti risultati ottenuti per la valutazione del comportamento sotto azioni eccezionali delle strutture a pareti sandwich (studio S5).

Anche i risultati delle prove con vibrodina non erano mai stati presentati in alcuna memoria scientifica. Il report di prova è stato trovato dall'autrice presso l'archivio dell'azienda, mentre i tabulati relativi ai dati misurati nel corso della prova sono stati forniti dal Prof. Mazzotti dell'Università di Bologna. Queste prove non necessitano di alcun tipo di interpretazione valutare la frequenza propria di due strutture composte rispettivamente da quattro e da due pareti il cui sviluppo longitudinale risultava parallelo alla direzione della forzante applicata. Nel

capitolo 15 (studio S6) si riporta una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate e dei corrispondenti risultati ottenuti.

I risultati delle prove di carico orizzontale ciclico (i) su pareti sandwich senza aperture; (ii) su pareti sandwich con apertura e (iii) su una porzione di struttura con pianta ad H erano già stati oggetto di una parziale interpretazione condotta dal Prof. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro. Questa interpretazione consisteva nella:

1. determinazione sperimentale (cioè sulla base dei risultati di prova) delle seguenti grandezze:
 - a. momento resistente ultimo;
 - b. duttilità;
 - c. capacità dissipativedei campioni (i.e. pareti con e senza apertura e porzione di struttura con pianta ad H) provati in scala reale;
2. nella determinazione teorica delle stesse grandezze;
3. nel confronto tra le grandezze valutate sperimentalmente e quelle valutate in modo teorico.

La determinazione teorica del momento ultimo, della duttilità e delle capacità dissipative dei campioni provati era stata condotta applicando le formule di previsione teorica messe a punto dal Dott. Ing. Daniele Malavolta nell'ambito della sua tesi di dottorato.

L'autrice si è occupata della:

1. determinazione sperimentale delle seguenti grandezze:
 - a. momento di primo snervamento;
 - b. resistenza a taglio;
 - c. fattori di sovreresistenza;
 - d. rigidità;dei campioni (i.e. pareti con e senza apertura e porzione di struttura con pianta ad H) provati in scala reale;
2. nella determinazione teorica delle stesse grandezze;
3. nel confronto tra le grandezze valutate sperimentalmente e quelle valutate in modo teorico.

Le formule di previsione teorica della rigidità delle pareti e della struttura con pianta ad H sono state messe a punto dall'autrice nell'ambito di questa Tesi di Dottorato. Le formule predittive per la valutazione della resistenza al taglio e allo scorrimento sono le classiche formulazioni previste

dalle normative che sono state specializzate per il caso specifico delle pareti sandwich nell'ambito di questa Tesi di Dottorato.

Per quanto riguarda la prova sulla struttura con pianta ad H, l'autrice ha messo a punto anche delle formule teoriche per la valutazione della distribuzione delle sollecitazioni tra pareti sandwich ortogonali. Inoltre, sono state determinate la resistenza e la rigidezza della struttura nel suo complesso.

Nel successivi capitoli 16, 17 e 18 si riportano gli studi, condotti nell'ambito di questo Dottorato di Ricerca, per la valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti (i) nel piano delle pareti sandwich senza aperture (studio S7) e (ii) con aperture (studio S8); (iii) su una porzione di struttura con sviluppo in pianta ad H (studio S9).

I risultati delle prove di carico orizzontale ciclico agente nel piano e fuori dal piano di pareti sandwich senza aperture e in differenti condizioni di vincolo non necessitavano di alcun tipo di interpretazione, poiché avevano come obiettivo la semplice verifica di quanto era già stato osservato nell'ambito (i) delle prove di carico orizzontale ciclico su pareti sandwich senza aperture e (ii) delle prove di carico in flessione a quattro punti. Nel capitolo 19 si riporta una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate e dei corrispondenti risultati ottenuti (studio S10).

9 Gli studi condotti

In questa tesi di dottorato, sono stati sviluppati degli studi per la valutazione delle caratteristiche strutturali dei sistemi a pareti sandwich in esame a partire dalle prove condotte nel corso degli anni. In Tabella 9-1 è riportato sinteticamente l'elenco di tali studi.

Questi studi sono stati condotti con l'obiettivo di verificare se il comportamento atteso delle pareti sandwich (valutato mediante formule predittive dedotte dalla Scienza e dalla Tecnica delle Costruzioni e dalle normative vigenti) corrisponda con il comportamento effettivamente riscontrato attraverso le numerose sperimentazioni condotte.

Tabella 9-1. Elenco degli studi sviluppati a partire dalle prove condotte nel corso degli anni.

Sigla	Valutazione delle caratteristiche strutturali
S1	valutazione del comportamento con carico assiale centrato ed eccentrico (instabilità), $N, N + M_{\perp}$
S2	valutazione del comportamento a compressione e taglio nel piano, $N + T_{//}$
S3	valutazione del comportamento a taglio fuori dal piano, T_{\perp}
S4	valutazione del comportamento a flessione fuori dal piano, $T_{\perp} + M_{\perp}$
S5	valutazione del comportamento sotto azioni eccezionali
S6	caratterizzazione dinamica delle pareti sandwich
S7	valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano delle pareti sandwich senza aperture
S8	valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano delle pareti sandwich con aperture
S9	valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano di una porzione di struttura a due piani con sviluppo in pianta ad H
S10	valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano e fuori dal piano delle pareti sandwich senza aperture e in differenti condizioni di vincolo

Così come per le prove sperimentali, anche gli studi condotti possono essere classificate in:

- a) studi relativi al comportamento statico (i.e. sotto carichi non ciclici, cioè sotto carichi elastici lineari) dei sistemi strutturali a pareti sandwich;
- b) studi relativi al comportamento ciclico - dinamico dei sistemi strutturali a pareti sandwich.

In Tabella 9-2 è riportato sinteticamente l'elenco degli studi relativi al comportamento statico e di quelli relativi al comportamento ciclico - dinamico dei sistemi strutturali a pareti sandwich; per ogni studio sono state indicate le caratteristiche strutturali valutate.

Nei capitoli successivi (dal capitolo 3 al capitolo 12) ciascuno studio verrà presentato in modo completo.

Tabella 9-2. Elenco degli studi sviluppati a partire dalle prove condotte nel corso degli anni e suddivisione in studi relativi al comportamento statico e ciclico-dinamico.

	Sigla studio	Caratteristiche valutate
Studi relativi al comportamento statico	S1	comportamento con carico assiale centrato ed eccentrico: <ul style="list-style-type: none"> instabilità in presenza di imperfezioni e/o di sforzo assiale eccentrico, N, $N + M_{\perp}$, verifica del metodo di verifica proposto dalla normativa vigente.
	S2	comportamento a compressione e taglio nel piano, $N + T_{//}$ verifica del metodo di verifica proposto dalla normativa vigente.
	S3	comportamento a taglio fuori dal piano, T_{\perp} <ul style="list-style-type: none"> verifica delle formule predittive, stima delle tensioni tangenziali massime che agiscono nella sezione di interfaccia fra lo strato di calcestruzzo e lo strato in polistirene.
	S4	comportamento a flessione fuori dal piano, $T_{\perp} + M_{\perp}$ <ul style="list-style-type: none"> verifica delle formule predittive, stimare le resistenze a flessione e a taglio delle pareti.
	S5	comportamento sotto azioni eccezionali: <ul style="list-style-type: none"> valutazione degli effetti di urti e valutazione degli effetti di carichi appesi.
Studi relativi al comportamento ciclico - dinamico	S6	caratterizzazione dinamica delle pareti sandwich: valutazione del periodo proprio di vibrazione
	S7	comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano di pareti sandwich senza aperture: <ul style="list-style-type: none"> valutazione della resistenza, della rigidezza e delle risorse post-elastiche fino a collasso, verifica della gerarchia delle resistenze
	S8	comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano delle pareti sandwich con aperture: <ul style="list-style-type: none"> valutazione della resistenza, della rigidezza e delle risorse post-elastiche fino a collasso, verifica della gerarchia delle resistenze
	S9	comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano di una porzione di struttura a due piani con sviluppo in pianta ad H: <ul style="list-style-type: none"> valutazione della resistenza, della rigidezza e delle risorse post-elastiche fino a collasso, verifica della gerarchia delle resistenze, verifica del comportamento scatolare
	S10	comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano e fuori dal piano delle pareti sandwich senza aperture e in differenti condizioni di vincolo: valutazione della robustezza delle pareti (resistenza nel piano imponendo un meccanismo di rottura tagliante, resistenza fuori dal piano di parete già danneggiata per azioni nel piano)

10 Studio “S1” - Valutazione del comportamento con carico assiale centrato ed eccentrico (instabilità)

Obiettivo del presente studio è quello di valutare il comportamento delle pareti sandwich nei confronti di azioni verticali di compressione centrata ed eccentrica, al fine di verificare se le formule predittive adottate (di cui al paragrafo seguente) sono in grado di cogliere tale comportamento e possono quindi essere utilizzate nella progettazione.

Nei paragrafi seguenti, verranno riportate:

1. le formule predittive per la valutazione teorica della resistenza a sforzo normale centrato ed eccentrico;
2. una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate e dei risultati ottenuti;
3. il confronto analitico-sperimentale tra i risultati teorici ottenuti mediante le formule predittive e i corrispondenti risultati sperimentali.

10.1 Formule predittive di riferimento

La massima resistenza di una parete sandwich nei confronti di un carico verticale statico può essere valutata come:

$$N_u = \phi \cdot n_{Rd} \quad (10.1)$$

In cui:

ϕ è il fattore di riduzione della resistenza a compressione semplice, ottenibile, in accordo con la *Circolare LL.PP. 11 Agosto 1969 n° 6090* (capp. da 3.4 a 3.6) e con le Istruzioni CNR 10025/84 (parte III, capp. 3.3.1 e 2.3.1), dalla (10.1) in funzione della (i) snellezza della parete (λ) e del rapporto tra l'eccentricità equivalente (e_0) e dello spessore complessivo della parete (s);

$n_{Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A$ è la resistenza a compressione semplice della parete;

e_0 è l'eccentricità equivalente: $e_0 = e_0(\text{strutt.}) + e_0(\text{azioni})$

$e_0(\text{strutt.})$ è l'eccentricità strutturale:

$$e_0(\text{strutt.}) = \left(0.3 \cdot (e_s^2 + e_i^2) + 0.4 \cdot e_s \cdot e_i \right)^{1/2} + e_p \quad (10.2)$$

e_s, e_i sono le eccentricità delle risultanti ai vincoli superiore ed inferiore;

e_p rappresenta invece l'eccentricità non intenzionale dovuta al difetto di verticalità:

$$e_p = 0.003 \cdot h \quad (10.3)$$

e_0 (azioni) è l'eccentricità generata dalle azioni esterne (sisma, vento, variazioni termiche), e si valuta dividendo il momento flettente associato a tali azioni per lo sforzo normale unitario presente nella sezione di mezzeria del pannello come di seguito sinteticamente riportato in caso di azione esterna pari al sisma:

$$e_0(\text{azioni}) = e_{\text{sisma}} = \frac{M_{\text{sisma}}}{N}, \quad M_{\text{sisma}} = \frac{q_{\text{sisma}} \cdot H^2}{12} \quad (10.4)$$

$\lambda = l_0 / (s \cdot \alpha^{1/2})$ è la snellezza ridotta della parete;

s è lo spessore della parete;

l_0 è la lunghezza libera d'inflessione della parete;

α è un parametro detto “*caratteristica elastica*” del calcestruzzo (esprime la relazione fra il modulo di elasticità iniziale del conglomerato e la resistenza media a compressione);

$$\alpha = 1000 / (1 + \beta \cdot \xi) \quad (10.5)$$

β è il coefficiente di deformazione differita (pari ad 1.4);

ξ è il rapporto fra carico di lunga durata e carico totale.

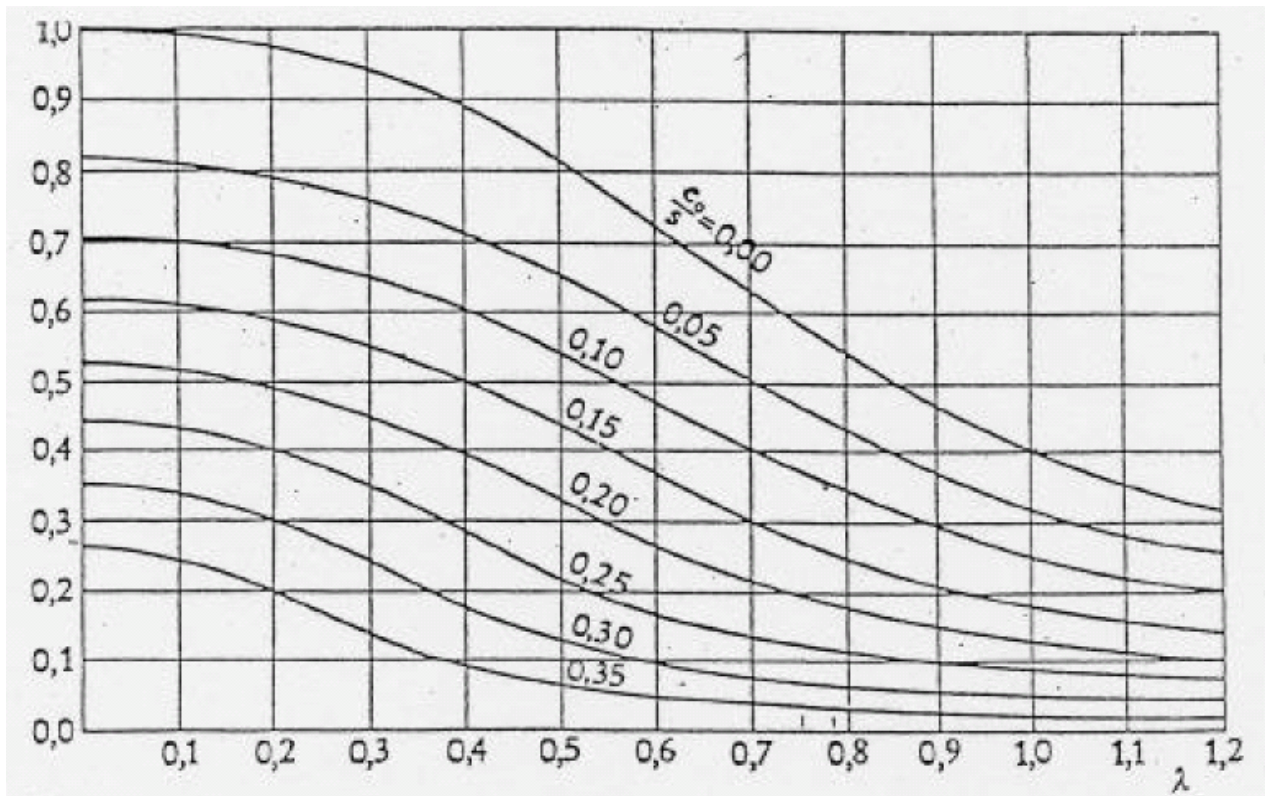


Figura 10.1. Coefficiente riduttore del carico di rottura.

10.2 Le prove sperimentali

10.2.1 Generalità

La campagna di prove sperimentali è stata condotta fra il marzo e l'aprile del 2002, presso il Laboratorio Prove Strutture (LAPS) del Dipartimento DISTART dell'Università degli Studi di Bologna.

Le prove sono state ideate e progettate dal Prof. Ing. C. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro (composto dal Prof. Ing. T. Trombetti e dal Dott. Ing. M. G. Dallavalle).

Le prove sono state eseguite sotto il coordinamento del Responsabile del Laboratorio, Prof. Ing. M. Savoia.

10.2.2 Caratteristiche degli elementi provati

Le prove sono state eseguite su 8 pareti sandwich di dimensioni pari a 112 cm × 290 cm, di spessore complessivo pari a 14 cm (ovvero 4+6+4cm).

Alle estremità (superiore ed inferiore) delle pareti sono stati realizzati due cordoli in c.a. di sezione 14×20 cm armati con 2+2 ϕ 12 longitudinali e staffoni a C ϕ 8/15 cm, al fine di garantire l'efficace collegamento con la parete stessa, per agevolare le operazioni di trasporto,

sollevamento e applicazione del carico e per simulare la presenza dei collegamenti con i solai e le strutture di fondazione.

10.2.3 Modalità di prova

Le prove sono state condotte con sforzo assiale crescente secondo lo schema statico riportato nella Figura 10.2, riportata a fianco.

La forza di compressione è stata applicata alle pareti imponendo differenti valori di eccentricità ($e = 0$, $e = 25$ ed $e = 50$ mm). Tali valori di eccentricità sono stati individuati con riferimento a quanto indicato dalle *CNR 10025/84 "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio armato e per le strutture costruite con sistemi industrializzati"* relativamente ai pannelli gettati in opera in conglomerato cementizio debolmente armato.

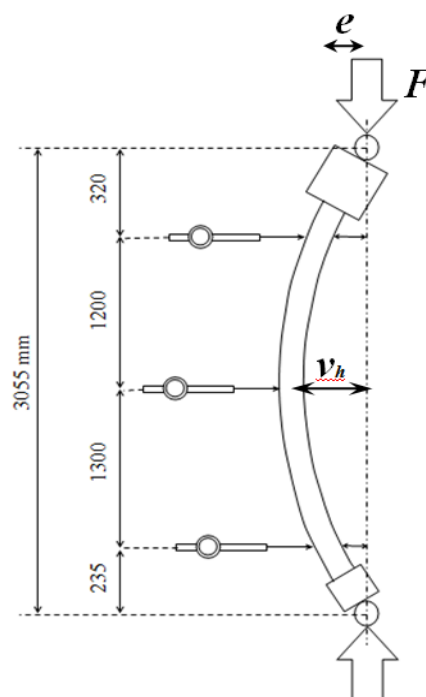


Figura 10.2. Schema statico.

10.2.4 Risultati ottenuti

In Tabella 10-1 sono riportati, per ogni parete sandwich provata, l'eccentricità nominale imposta associata all'applicazione del carico e , i valori di forza raggiunti per ognuno dei cicli di carico effettuati F , i corrispondenti valori di spostamento orizzontale v_h misurati nella mezzeria della parete ed i corrispondenti valori medi valutati su ogni ciclo. L'ultimo ciclo è quello a cui corrisponde la rottura della parete.

Tabella 10-1. Eccentricità di applicazione del carico, valori di forza massima applicata e spostamenti orizzontali medi rilevati in mezzeria corrispondenti ai valori massimi di forza per i vari cicli di carico effettuati.

		Cicli di carico									
		1°		2°		3°		4°		5°	
Parete	e [mm]	F [kN]	v_h [mm]	F [kN]	v_h [mm]	F [kN]	v_h [mm]	F [kN]	v_h [mm]	F [kN]	v_h [mm]
1	0	85	0.76	179	1.18	380	1.84	778	2.71	1367	5.46
2	0	121	0.35	188	0.40	386	0.43	785	0.44	1549	8.02
3	0	106	-0.08	204	-0.14	404	-0.16	797	0.32	1372	8.99

		Cicli di carico									
		1°		2°		3°		4°		5°	
media	0	104	0.34	190	0.48	390	0.70	787	1.16	1429	7.49
4	25	140	2.10	202	2.43	401	4.24	805	8.32	1349	25.41
5	25	100	1.21	201	1.87	400	3.41	811	7.63	1488	24.12
6	25	98	1.14	197	1.80	395	3.21	791	6.84	1204	15.73
media	25	113	1.48	200	2.03	399	3.62	802	7.60	1347	21.75
7	50	104	1.96	204	3.51	409	6.53	862	22.26	-	-
8	50	102	2.86	201	4.77	401	8.22	830	24.32	-	-
media	50	103	2.41	203	4.14	405	7.38	846	23.29	-	-

Per ciascun valore di eccentricità imposta, il valore medio delle forze massime raggiunte, durante ciascuna prova, in corrispondenza dell'ultimo ciclo di carico applicato, è stato assunto come valore della resistenza sperimentale D_{exp} . In particolare:

$$D_{exp}(e = 0) = 1429 \text{ kN};$$

$$D_{exp}(e = 25 \text{ mm}) = 1347 \text{ kN};$$

$$D_{exp}(e = 50 \text{ mm}) = 846 \text{ kN}.$$

Si osservi che, per valori di eccentricità pari a 25 mm, il carico di rottura è solo di poco inferiore rispetto al valore ottenuto con eccentricità nominale nulla, mentre aumenta in maniera significativa la freccia rilevata in corrispondenza del carico massimo; per grandi eccentricità (50 mm), invece, si è rilevata una marcata diminuzione del carico di rottura con frecce simili a quelle rilevate per $e_0=25$ mm. Come sarà discusso nel seguito, la prima circostanza è motivata dal fatto che la tecnologia utilizzata per realizzare in opera i pannelli, per quanto certamente adatta al tipo di manufatti alla realizzazione dei quali è rivolta, porta ad inevitabili imperfezioni non intenzionali (che si sommano a quelle nominali assegnate), delle quali è necessario tenere conto nella valutazione del carico massimo (si veda in particolare il paragrafo 10.3). A titolo di esempio, nella Figura 10.3 è riportato il diagramma carico - freccia in mezzeria relativo alla prova sulla parete 2 (eccentricità $e_0=0$ mm) mentre, in Figura 10.4, sono riportati i corrispondenti andamenti delle deformazioni longitudinali in mezzeria misurate sulle due facce della parete. Risulta evidente da tale diagramma come, fino ad un carico assiale pari a circa 1200 kN, le deformazioni crescono pressoché linearmente con il carico con spostamenti in mezzeria molto

modesti, a conferma di un comportamento quasi lineare (sia dal punto di vista geometrico che meccanico) del pannello. In particolare, la sezione trasversale risulta soggetta a compressione pressoché centrata, evidenziando quindi una imperfezione non intenzionale di entità limitata. Successivamente, risultano sempre più significativi gli effetti del II° ordine e il pannello raggiunge la crisi per instabilità dell'equilibrio. Nella Figura 10.5e nella Figura 10.6 sono riportati diagrammi analoghi a quelli della Figura 10.3e della Figura 10.4, ma relativi alla parete 6 (eccentricità $e_0=25$ mm). In questo secondo caso, si può osservare come la proporzionalità tra carico e deformazioni si manifesti solo per valori di carico assiale molto bassi (inferiori a 300 kN), a sottolineare come gli effetti del II° ordine risultino da subito significativi.

In Figura 10.7 è riportata la fotografia di una delle pareti dopo la crisi, avvenuta in prossimità della sezione di mezzeria. Si osservi che la rottura delle pareti, soprattutto in corrispondenza di valori di eccentricità non nulli, è avvenuta prevalentemente per rottura dei fili in direzione longitudinale della rete elettrosaldata.

Nelle Figura 10.8a-c, sono riportati, per ogni parete, i valori di forza massimi raggiunti nei vari cicli di carico, unitamente ai corrispondenti valori di spostamento orizzontale v_h rilevati nella mezzeria della parete. Per ogni valore di eccentricità è quindi riportata anche una curva che rappresenta la media dei risultati ottenuti. Si noti innanzitutto come la dispersione più elevata sia quella evidenziata dalle pareti caricate con eccentricità nominale nulla, a riprova dell'importanza giocata dalle eccentricità non intenzionali. Tali curve mostrano anche una più marcata non linearità, particolarmente evidente per valori del carico superiori a 800 kN. E' da notare inoltre che le pareti caricate con eccentricità pari a 25 e 50 mm raggiungono la crisi per valori confrontabili di freccia in mezzeria.

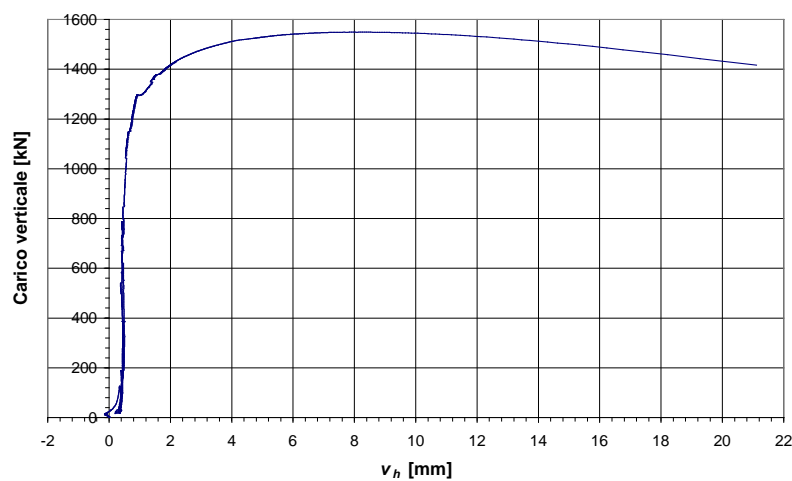


Figura 10.3. Parete 2 - Diagramma forza - spostamento orizzontale medio in mezzeria.

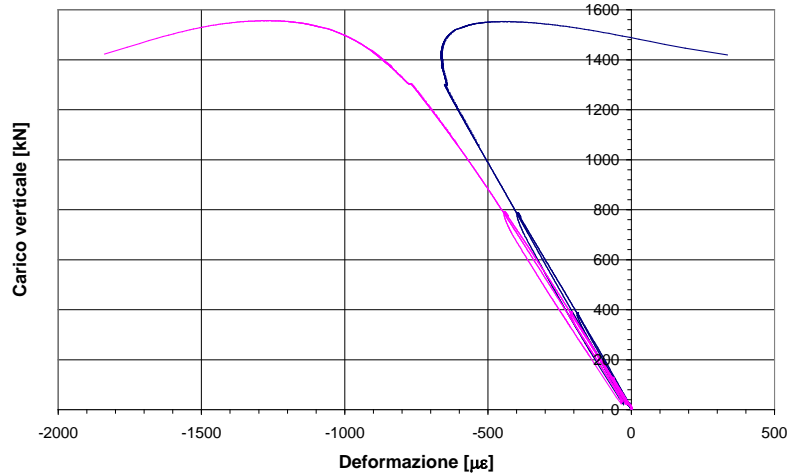


Figura 10.4. Parete 2 - Diagramma forza - deformazione misurato su entrambe le facce del pannello per tutti i cicli di carico effettuati.

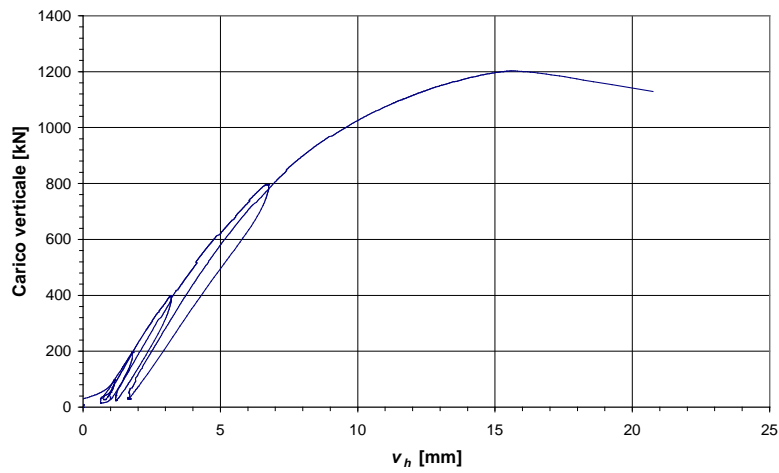


Figura 10.5. Parete 6 - Diagramma forza - spostamento orizzontale medio in mezzeria.

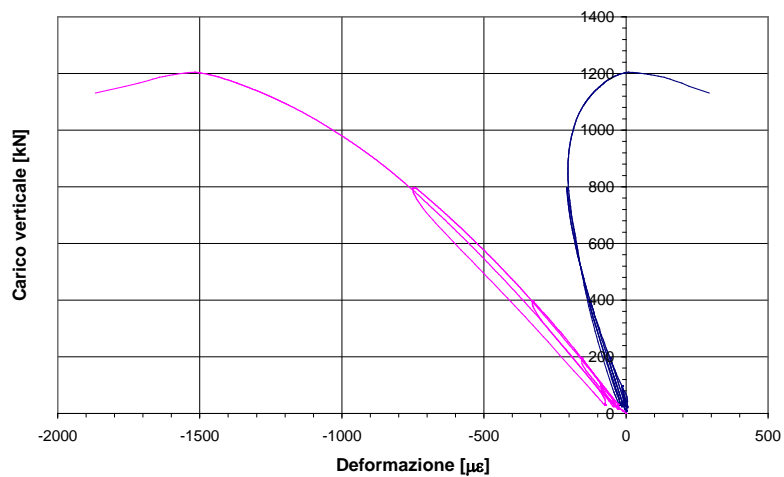


Figura 10.6. Parete 6 - Diagramma forza - deformazione misurato su entrambe le facce del pannello per tutti i cicli di carico effettuati.



Figura 10.7. Parete 4 - Vista dell'elemento rotto in due parti in seguito al raggiungimento del carico di rottura.

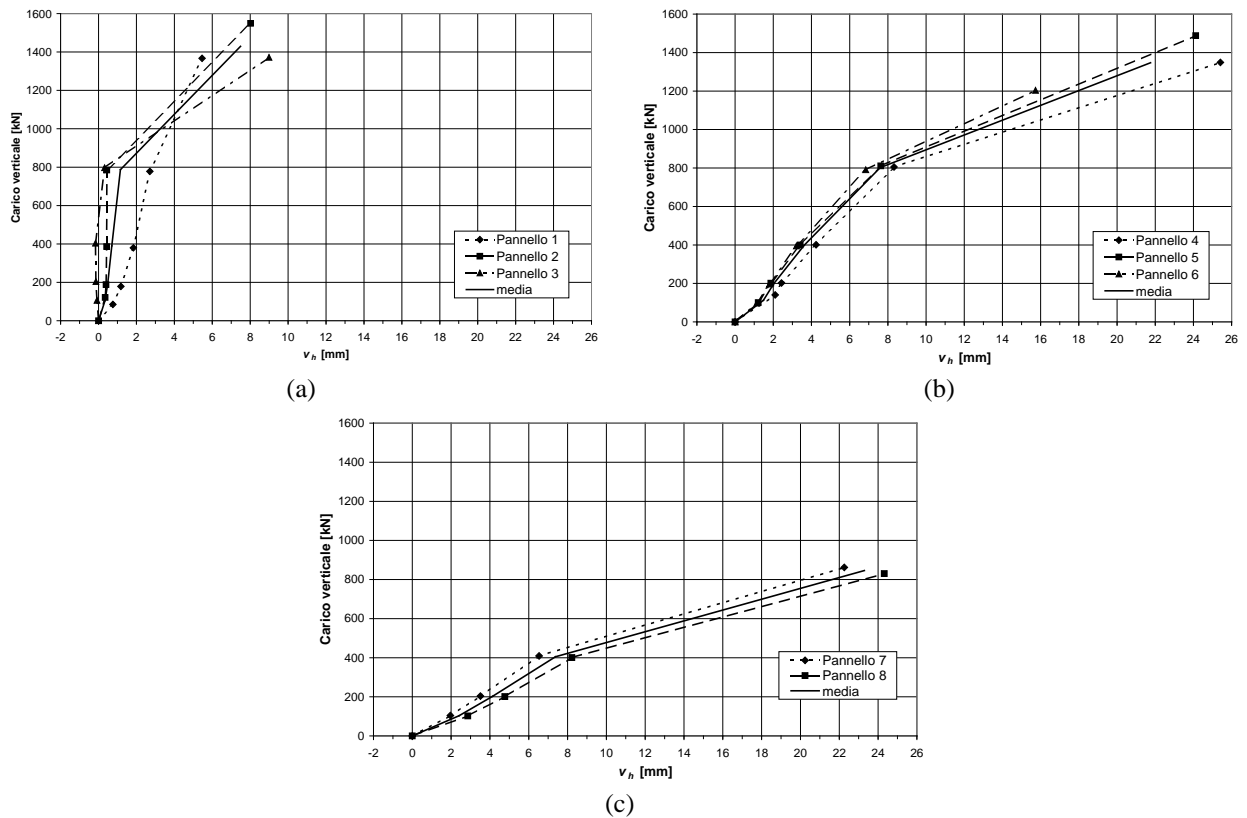


Figura 10.8. Diagrammi carico - freccia in mezzeria raggiunti nei vari cicli di carico con (a) $e_0=0$ mm, (b) $e_0=25$ mm, (c) $e_0=50$ mm.

10.3 Interpretazione dei risultati ottenuti

In questa sezione viene fornita l'interpretazione dei risultati delle prove sperimentali condotte. In particolare:

- nella sezione 10.3.1 vengono valutate due differenti resistenze teoriche R , entrambe ottenute applicando le formule predittive definite al paragrafo 10.1:
 - R_d (resistenza teorica di progetto) la resistenza calcolata utilizzando le resistenze di progetto (*design strengths*) dei materiali f_{yd} , f_{cd} ;
 - R_{act} (resistenza teorica effettiva) la resistenza calcolata utilizzando le resistenze effettive (*actual strengths*) dei materiali $f_{y,act}$, $f_{c,act}$;
- nella sezione 10.3.2 viene effettuato il confronto fra le risultanze sperimentali ottenute D_{exp} , e le corrispondenti previsioni teoriche R_{act} e R_d ;
- infine, nella sezione 10.3.3 vengono sinteticamente riportate le osservazioni dedotte in seguito all'interpretazione analitico-sperimentale svolta.

10.3.1 Applicazione delle formule predittive

Si considerano i seguenti dati di partenza:

$$\beta = 1.4; \quad \xi = 1; \quad s = 4 + 6 + 4 = 14 \text{ cm}; \quad l_0 = 290 \text{ cm}$$

$$A = \ell \cdot s_{c.a.} = 112 \cdot (4 + 4) = 896 \text{ cm}^2$$

Resistenze dei materiali (calcestruzzo di classe C25/30):

- resistenze di progetto;

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 250}{1.5} = 141 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

- resistenze effettive stimate;

$$f_{c,act} = 250 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Applicando le formule predittive riportate nel paragrafo 10.1, si ottengono i risultati di seguito riportati:

$$\alpha = 1000 / (1 + \beta \cdot \xi) = 1000 / (1 + 1.4 \cdot 1) = 417$$

$$\lambda = l_0 / (s \cdot \alpha^{1/2}) = 290 / (14 \cdot 417^{1/2}) = 1.01$$

Per $\lambda = 1.01$, la Figura 10.1 consente di ricavare i seguenti valori del parametro ϕ in funzione dei tre valori di eccentricità imposte alle pareti sandwich provate; in particolare:

$$\text{- Per } e = 0 \rightarrow \frac{e}{s} = 0 \rightarrow \phi = 0.4;$$

- Per $e = 25 \text{ mm}$ $\rightarrow \frac{e}{s} = \frac{0.25}{14} = 0.02 \rightarrow \phi = 0.35$;
- Per $e = 50 \text{ mm}$ $\rightarrow \frac{e}{s} = \frac{0.50}{14} = 0.04 \rightarrow \phi = 0.31$;

Le formule predittive consentono di valutare i seguenti valori di sforzo assiale ultimo in funzione del valore di eccentricità imposta; in particolare considerando le:

- resistenze di progetto dei materiali si ha:

$$N_{Rd}(e = 0) = f_{cd} \cdot A \cdot \phi = 0.83 \cdot R_{ck} \cdot A \cdot \phi = 1.4 \cdot 896 \cdot 0.4 = 502 \text{ kN}$$

$$N_{Rd}(e = 25 \text{ mm}) = f_{cd} \cdot A \cdot \phi = 0.83 \cdot R_{ck} \cdot A \cdot \phi = 1.4 \cdot 896 \cdot 0.35 = 439 \text{ kN}$$

$$N_{Rd}(e = 50 \text{ mm}) = f_{cd} \cdot A \cdot \phi = 0.83 \cdot R_{ck} \cdot A \cdot \phi = 1.4 \cdot 896 \cdot 0.31 = 389 \text{ kN}$$

- resistenze effettive dei materiali si ha:

$$N_{R,act}(e = 0) = f_{c,act} \cdot A \cdot \phi = 0.83 \cdot R_{ck} \cdot A \cdot \phi = 2.5 \cdot 896 \cdot 0.4 = 896 \text{ kN}$$

$$N_{R,act}(e = 25 \text{ mm}) = f_{c,act} \cdot A \cdot \phi = 0.83 \cdot R_{ck} \cdot A \cdot \phi = 2.5 \cdot 896 \cdot 0.35 = 784 \text{ kN}$$

$$N_{R,act}(e = 50 \text{ mm}) = f_{c,act} \cdot A \cdot \phi = 0.83 \cdot R_{ck} \cdot A \cdot \phi = 2.5 \cdot 896 \cdot 0.31 = 694 \text{ kN}$$

10.3.2 Confronto analitico sperimentale

In Tabella 10-2 i risultati teorici ottenuti in termini di sforzo assiale massimo portato dalla parete vengono confrontati con i risultati sperimentali corrispondenti. In particolare si riportano, per i tre differenti valori di eccentricità imposti, (i) le resistenze teoriche di progetto, R_d , (ii) le resistenze teoriche effettive, R_{act} , (iii) i corrispondenti risultati sperimentali, D_{exp} .

Tabella 10-2. Confronto tra i risultati ottenuti applicando le formule predittive e i corrispondenti risultati sperimentali.

	R_d [kN]	R_{act} [kN]	D_{exp} [kN]
$e = 0$	502	896	1429
$e = 25 \text{ mm}$	439	784	1347
$e = 50 \text{ mm}$	389	694	846

10.3.3 Osservazioni

Dalle correlazioni analitico sperimentali di cui sopra, è possibile osservare quanto segue:

- sia le resistenze teoriche di progetto R_d , sia quelle effettive R_{act} , forniscono valori sensibilmente inferiori rispetto alle resistenze sperimentali D_{exp} ottenute. Ciò significa che il metodo generale di verifica proposto risulta essere ampiamente cautelativo;
- in particolare, le formule predittive colgono in maniera maggiormente cautelativo il comportamento soprattutto per quanto riguarda i casi che accadono più di frequente nella pratica, in cui le pareti sono soggette a imperfezioni o sollecitazioni tali da applicare valori di eccentricità moderati (compresi fra 0 e 25 mm);
- ciò consente di dedurre la sostanziale applicabilità del metodo generale di verifica per le strutture a pareti portanti previsto dalla *Circolare 6090/69* e dalle *CNR 10025/84* anche per le pareti gettate contro un supporto e non all'interno di un cassero, come quelle ottenibili con il metodo costruttivo Nidyon NYSP;
- l'unica variazione che può essere opportuno effettuare consiste nella necessità di tenere conto di eccentricità aggiuntive; precisamente, le eccentricità ai vincoli superiore ed inferiore della parete dovranno essere ottenute sommando la usuale componente nominale (che tiene conto della posizione geometrica delle risultanti dei carichi, come indicato nella (10.2)) ad una componente non intenzionale, costituita dai seguenti termini:
 - eccentricità dovuta ad imprecisioni di posa dei pannelli = 10 mm;
 - eccentricità dovuta all'indeterminazione del piano meccanico medio = 0.030 s.

Inoltre, fra le eccentricità dovute alle azioni esterne dovrà essere considerata quella di origine termica ($e_{\Delta T}$), ovviamente da sommare a quelle generate dal sisma (e_{sisma}) o dal vento (e_{vento}).

In definitiva, il presente studio ha permesso di stabilire come il metodo generale di verifica per le strutture a pareti portanti previsto dalla *Circolare 6090/69* e dalle *CNR 10025/84* sia sostanzialmente applicabile anche alle strutture a pareti sandwich, avendo cura di considerare, durante la progettazione, le eccentricità aggiuntive sopra descritte.

11 Studio “S2” - Valutazione del comportamento a compressione e taglio nel piano

Obiettivo del presente lavoro di ricerca è quello di valutare il comportamento delle pareti sandwich nei confronti di azioni di sforzo assiale e taglio nel piano, al fine di verificare se le formule predittive adottate (di cui al paragrafo seguente) sono in grado di cogliere tale comportamento e possono quindi essere utilizzate nella progettazione.

Nei paragrafi seguenti, verranno riportate:

1. le formule predittive per la valutazione teorica della resistenza a compressione e a taglio nel piano;
2. una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate e dei risultati ottenuti;
3. il confronto analitico-sperimentale tra i risultati teorici ottenuti mediante le formule predittive e i corrispondenti risultati sperimentali.

11.1 Formule predittive di riferimento

Per la valutazione teorica della resistenza a compressione e a taglio nel piano si adotta la formulazione classica del traliccio di Morsch ripresa anche dal DM 14/01/2008 (al paragrafo 4.1.2.1.3.2). Secondo tale formulazione, la resistenza a taglio della parete è data da:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Scd}) \quad (11.1)$$

In cui:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad \text{è la resistenza lato acciaio;}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad \text{è la resistenza lato calcestruzzo;}$$

b è la larghezza della sezione resistente ($b = 4 \text{ cm} + 4 \text{ cm}$).

A_{sw} è l'area dell'armatura resistente a taglio;

s è il passo delle armature orizzontali;

$\alpha = 90^\circ$ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale;

$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo;

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a:

- 1 per membrane non compresse
- $(1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$

- 1,25 per $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,50 f_{cd}$
- $2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0,50 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione.

11.2 Le prove sperimentali

11.2.1 Generalità

La campagna di prove sperimentali è stata condotta a gennaio 2002, presso il Laboratorio Prove Strutture (LAPS) del Dipartimento DISTART dell'Università degli Studi di Bologna.

Le prove sono state ideate e progettate dal Prof. Ing. C. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro (composto dal Prof. Ing. T. Trombetti e dal Dott. Ing. M. G. Dallavalle).

Le prove sono state eseguite sotto il coordinamento del Responsabile del Laboratorio, Prof. Ing. M. Savoia.

11.2.2 Caratteristiche degli elementi provati

Le prove sono state eseguite su 3 pareti sandwich Nidyon NYSP di dimensioni 112 cm × 112 cm e di spessore complessivo pari a 14 cm (ovvero 4 cm + 6 cm + 4 cm).

11.2.3 Le modalità di prova

I campioni sono stati sagomati in modo da ottenere due basi piane di appoggio (di larghezza pari a circa 25 cm). Successivamente, sono stati disposti con le basi di appoggio a contatto con i piatti della pressa utilizzata per applicare il carico, secondo lo schema della Figura 11.1 riportata a fianco. I campioni sono stati orientati in modo da ottenere un'applicazione del carico secondo un'inclinazione di 45° rispetto ai lati.

Ogni parete è stata sottoposta a cicli di carico e scarico di ampiezza massima crescente fino a raggiungere il carico di rottura.

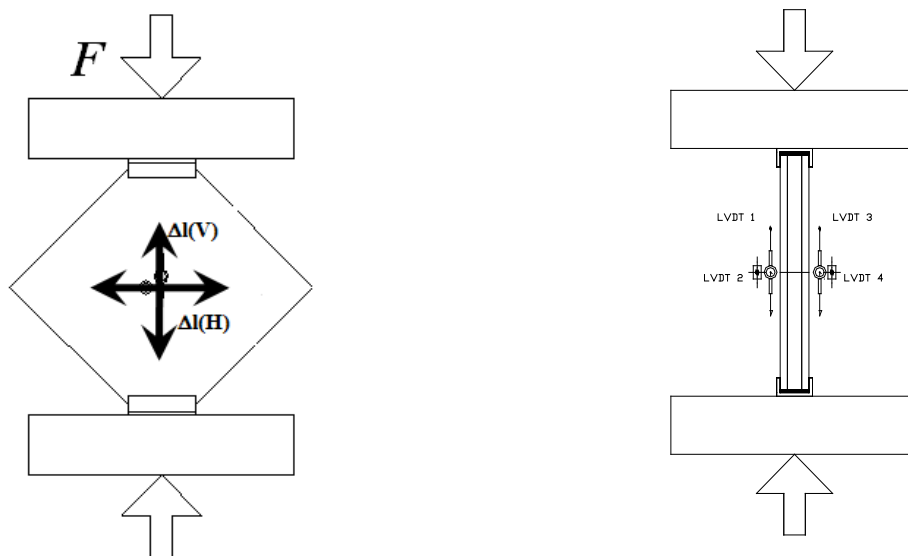


Figura 11.1. Schema di prova.

11.2.4 I risultati ottenuti

In Tabella 11-1 sono riportati, per ognuno dei tre pannelli provati, i valori di picco di forza ottenuti per i vari cicli di carico applicati, associati ai corrispondenti valori di allungamento Δl rilevati sulle due diagonali. I risultati sono rappresentati graficamente in Figura 11.2. Valori di carico e allungamento in direzione verticale $\Delta l(V)$ ed orizzontale $\Delta l(H)$ rilevati corrispondenti ai cicli di carico effettuati..

Tabella 11-1. Valori di forza, allungamento verticale e orizzontale medi corrispondenti ai picchi dei vari cicli di carico effettuati.

Cicli	Pannello 1			Pannello 2			Pannello 3		
	Forza [kN]	$\Delta l(H)$ [mm]	$\Delta l(V)$ [mm]	Forza [kN]	$\Delta l(H)$ [mm]	$\Delta l(V)$ [mm]	Forza [kN]	$\Delta l(H)$ [mm]	$\Delta l(V)$ [mm]
1°	100.5	0.023	-0.026	105.4	0.016	-0.039	97.6	0.021	-0.022
2°	196.5	0.039	-0.059	196.9	0.029	-0.076	199.8	0.041	-0.050
3°	296.5	0.147	-0.126	299.7	0.186	-0.169	297.3	0.268	-0.094
4°	418.5	0.453	-0.211	398.8	0.515	-0.245	500.4	0.961	-0.233
5°	521.0	0.676	-0.271	443.5	0.637	-0.273			

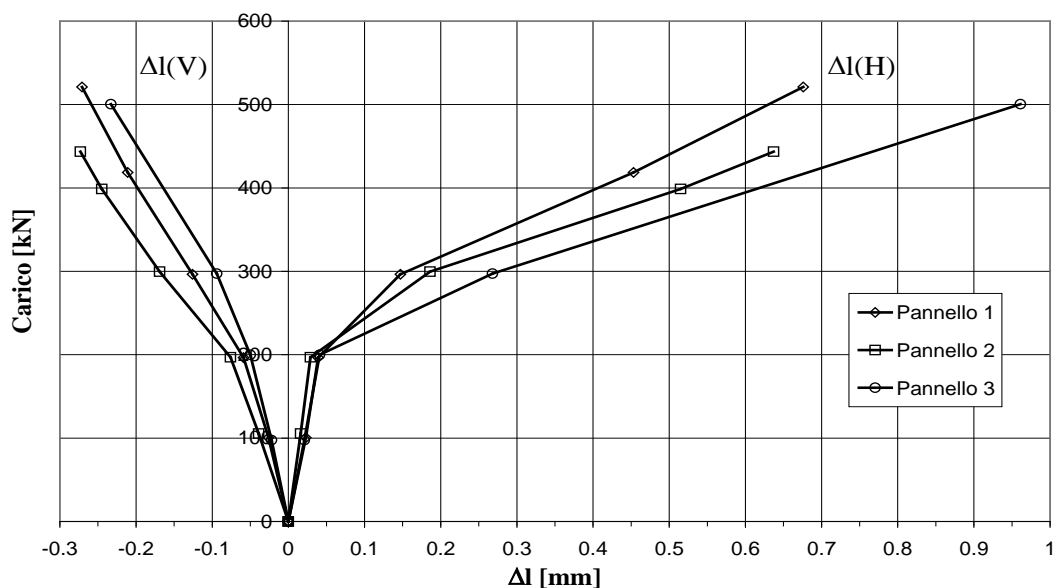


Figura 11.2. Valori di carico e allungamento in direzione verticale $\Delta l(V)$ ed orizzontale $\Delta l(H)$ rilevati corrispondenti ai cicli di carico effettuati.

Il valore medio delle forze massime raggiunte, durante ciascuna prova, in corrispondenza del secondo e dell'ultimo ciclo di carico applicato, è stato assunto come valore della resistenza sperimentale D_{exp} , rispettivamente "al limite elastico" e a rottura. In particolare:

- al limite elastico:
$$D_{exp} = \frac{196.5 + 196.9 + 199.8}{3} = 198 \text{ kN};$$
- a rottura:
$$D_{exp} = \frac{521.0 + 443.5 + 500.4}{3} = 488 \text{ kN}.$$

Da quanto emerso durante l'esecuzione delle prove, osservando anche i dati sopra riportati, si possono effettuare le seguenti considerazioni:

- per valori di carico fino a circa 200 kN il comportamento risulta essere di tipo elastico lineare, mentre per valori di carico superiore si manifesta un comportamento non elastico;
- in corrispondenza di valori di carico pari a circa 260 kN si sono manifestate alcune fessurazioni orientate in direzione prevalentemente verticale;
- la rottura di tutti i campioni è avvenuta crisi della biella compressa e, in particolare, per schiacciamento del calcestruzzo in corrispondenza di una delle due basi di appoggio;
- i campioni hanno mostrato di essere in grado di sopportare elevati valori di sforzo assiale e taglio nel piano (a riguardo si veda quanto riportato nel paragrafo seguente, riguardante l'interpretazione dei risultati di prova).

11.3 Interpretazione dei risultati ottenuti

11.3.1 Generalità

In questa sezione viene fornita l'interpretazione dei risultati delle prove sperimentali condotte. In particolare:

- nella sezione 11.3.2 vengono valutate due differenti resistenze teoriche R , entrambe ottenute applicando le formule predittive definite al paragrafo 11.1:
 - R_d (resistenza teorica di progetto) la resistenza calcolata utilizzando le resistenze di progetto (*design strengths*) dei materiali f_{yd} , f_{cd} ;
 - R_{act} (resistenza teorica effettiva) la resistenza calcolata utilizzando le resistenze effettive (*actual strengths*) dei materiali $f_{y,act}$, $f_{c,act}$;
- nella sezione 11.3.3 viene effettuato il confronto fra le risultanze sperimentali ottenute D_{exp} , e le corrispondenti previsioni teoriche R_{act} e R_d ;
- infine, nella sezione 11.3.4 vengono sinteticamente riportate le osservazioni dedotte in seguito all'interpretazione analitico-sperimentale svolta.

11.3.2 Applicazione delle formule predittive

Si considerano i seguenti dati di partenza:

Dimensioni della biella compressa:

$H = 250$ mm (altezza della biella compressa, pari alla dimensione della base di appoggio della parete)

$b = s_{c.a.} = 40 + 40 = 80$ mm (spessore della biella compressa, pari alla somma degli spessori delle due lastre del sandwich)

Resistenze dei materiali (calcestruzzo di classe C25/30):

- resistenze di progetto;

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 250}{1.5} = 141 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

- resistenze effettive stimate;

$$f_{c,act} = 250 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Applicando le formule predittive riportate nel cap. 1, specializzando le formule di cui al paragrafo 4.1.2.1.3.2 del D.M. 14/01/2008, si ottengono i risultati di seguito riportati; in particolare considerando le:

- resistenze di progetto dei materiali si ha:

$$R_{d, \text{ a rottura}} = f_{cd} \cdot b \cdot H = 14 \cdot 80 \cdot 250 = 280 \text{ kN}$$

- resistenze effettive dei materiali si ha:

$$R_{act, \text{ a rottura}} = f_{c,act} \cdot b \cdot H = 25 \cdot 80 \cdot 250 = 500 \text{ kN}$$

La resistenza della biella compressa “al limite elastico” viene valutata facendo lavorare il calcestruzzo a $0.30 \cdot f_{ck}$ (così come previsto dal paragrafo 4.1.11 del D.M. 14/01/2008); in particolare considerando le:

- resistenze di progetto dei materiali si ha:

$$R_{d, \text{ al limite elastico}} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot H = 0.3 \cdot 14 \cdot 80 \cdot 250 = 84 \text{ kN}$$

- resistenze di progetto dei materiali si ha:

$$R_{act, \text{ al limite elastico}} = 0.30 \cdot f_{c,act} \cdot b \cdot H = 0.3 \cdot 25 \cdot 80 \cdot 250 = 150 \text{ kN}$$

11.3.3 Confronto analitico sperimentale

In Tabella 11-2 i risultati teorici ottenuti in termini di a compressione e a taglio nel piano dalla parete vengono confrontati con i risultati sperimentali corrispondenti. In particolare si riportano: (i) le resistenze teoriche di progetto, R_d , (ii) le resistenze teoriche effettive, R_{act} , (iii) i corrispondenti risultati sperimentali, D_{exp} , in condizioni di rottura della biella compressa e in condizioni di raggiungimento del limite elastico della stessa.

Tabella 11-2. Confronto tra i risultati ottenuti applicando le formule predittive e i corrispondenti risultati sperimentali.

	R_d [kN]	R_{act} [kN]	D_{exp} [kN]
Resistenza a rottura della biella compressa	280	500	488
Resistenza “al limite elastico” della biella compressa	84	150	198

È possibile notare un ottimo accordo fra la resistenza teorica e quella sperimentale in condizioni ultime, mentre in condizioni prossime al “limite elastico” le formule predittive forniscono valori maggiormente cautelativi.

11.3.4 Osservazioni

Dalle correlazioni analitico sperimentali riportate nel paragrafo precedente, è possibile osservare quanto segue:

- le resistenze teoriche di progetto R_d forniscono valori sensibilmente inferiori rispetto alle resistenze sperimentali D_{exp} ottenute sia nel caso di rottura della biella compressa che nel caso di raggiungimento del limite elastico. Ciò significa che il metodo generale di verifica proposto risulta essere ampiamente cautelativo;
- le resistenze teoriche effettive R_{act} forniscono valori leggermente superiori (differenze dell'ordine del 2.5%) rispetto alle resistenze sperimentali D_{exp} nel caso di rottura della biella compressa mentre, nel caso di raggiungimento del limite elastico, forniscono valori leggermente inferiori. Ciò significa che le formule predittive proposte risultano essere affidabili per la valutazione del comportamento a compressione e a taglio nel piano della pareti sandwich;
- pertanto, le formule predittive (di cui al cap. 4.1.2.1.3.2 del DM 14/01/2008, valide per le sezioni piene in c.a.) mostrano di essere in grado di cogliere il comportamento delle pareti sandwich soggette a sforzo normale e taglio nel piano; in particolare, permettono di cogliere con ottima accuratezza il valore sperimentale della resistenza ultima a taglio, mentre il valore sperimentale della resistenza "al limite elastico", manifestando una sovrarresistenza di circa il 30%, viene stimato con valori teorici in ogni caso cautelativi;
- conseguentemente, l'assunzione secondo la quale si sono considerate le due lastre in c.a. collaboranti al punto da poter considerare il sandwich come un'unica parete monolitica di spessore complessivo pari alla somma degli spessori delle due lastre (4+4 cm), viene di fatto confermata dal risultato di prova;
- ciò consente di dedurre la sostanziale applicabilità del metodo di verifica a taglio previsto dal D.M. 14/01/2008 anche per le strutture a pareti sandwich realizzate secondo il metodo costruttivo Nidyon NYSP.

In definitiva, il presente studio ha permesso di stabilire come il metodo di verifica a taglio previsto dal D.M. 14/01/2008 per le sezioni piene in c.a. sia sostanzialmente applicabile anche alle strutture a pareti sandwich sollecitate nel piano.

12Studio “S3” - Valutazione del comportamento a taglio fuori dal piano

Obiettivo del presente lavoro di ricerca è quello di valutare il comportamento delle pareti sandwich nei confronti di azioni taglianti agenti fuori dal piano, al fine di ottenere le opportune indicazioni progettuali. Nei paragrafi seguenti, verranno riportate:

1. le formule predittive per la valutazione teorica del comportamento delle pareti nei confronti di azioni taglianti agenti fuori dal piano;
2. una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate e dei risultati ottenuti;
3. il confronto analitico-sperimentale tra i risultati teorici ottenuti mediante le formule predittive e i corrispondenti risultati sperimentali.

12.1 Formule predittive di riferimento

12.1.1 Generalità

Quanto riportato nella presente sezione considera formule predittive derivanti dalle regole generali della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

Nello studio qui presentato si procede, sostanzialmente, all'identificazione sperimentale delle tensioni tangenziali massime agenti sulla superficie di contatto polistirene/lastra in c.a. in seguito all'applicazione di apposite forze di scorrimento orizzontale su campioni di singole pareti sandwich (senza cordoli alle loro estremità).

Obiettivo principale di questo studio è quello di determinare le tensioni tangenziali massime agenti fuori dal piano delle pareti sandwich al limite del loro comportamento elastico lineare, al fine di ottenere opportune indicazioni progettuali nei confronti di azioni taglianti agenti fuori dal piano.

12.1.2 Valutazione delle tensioni tangenziali elastiche e di rottura

Le tensioni tangenziali elastiche, τ_{el} , (tensioni tangenziali massime al limite del comportamento elastico) ed ultime, τ_{max} , (tensioni tangenziali massime di rottura) in condizioni di scorrimento tra le due facce in c.c.a. possono essere valutate mediante la seguente relazione:

$$\tau_{el} = \frac{F_{el}}{A} \quad (12.1)$$

$$\tau_{max} = \frac{F_{max}}{A} \quad (12.2)$$

In cui:

F_{el} : è la forza al limite del comportamento elastico-lineare;

F_{max} : è la forza massima di rottura;

A : è l'area complessiva della superficie su cui si considerano agenti le tensioni tangenziali generate dalla forza applicata.

Per via della complessità della problematica, le formule precedentemente riportate non possono essere utilizzate per ricavare valori teorici delle tensioni tangenziali da confrontare con i corrispondenti risultati sperimentali ottenuti. Tali formule verranno impiegate per valutare le tensioni tangenziali sperimentali sulla base dei valori di forza elastica e forza massima ottenute dalle prove.

12.1.3 Valutazione della rigidezza

La rigidezza elastica di una parete sandwich in condizioni di scorrimento tra le due facce in c.c.a. può essere valutata, considerando solo il contributo dovuto alla deformazione a taglio dello strato centrale in polistirene (trascurando il contributo dovuto alla rigidezza flessionale dei connettori e dell'EPS stesso), attraverso la seguente relazione:

$$k_{el} = \frac{G_{EPS} A}{s_{EPS} \chi} \quad (12.3)$$

In cui:

$G_{EPS} = \frac{E_{EPS}}{2(1+\nu_{EPS})}$ è il modulo di elasticità tangenziale dell'EPS;

E_{EPS} è il modulo di elasticità normale dell'EPS;

ν_{EPS} è il coefficiente di Poisson dell'EPS;

A è l'area della superficie di contatto tra lo strato centrale in EPS e lo strato esterno in c.c.a.;

s_{EPS} è lo spessore dello strato centrale in EPS;

$\chi = 1.2$ è il fattore di taglio di una sezione rettangolare.

12.2 Le prove sperimentali

12.2.1 Generalità

La campagna di prove sperimentali è stata condotta fra il dicembre 2001 e il novembre del 2008, presso il Laboratorio Prove Strutture (LAPS) del Dipartimento DISTART dell'Università degli Studi di Bologna.

Le prove sono state ideate e progettate dal Prof. Ing. C. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro (composto dal Prof. Ing. T. Trombetti e dal Dott. Ing. M. G. Dallavalle).

Le prove sono state eseguite sotto il coordinamento del Responsabile del Laboratorio, Prof. Ing. M. Savoia.

12.2.2 Caratteristiche degli elementi provati

Le tre pareti provate tra Dicembre 2001 e Gennaio 2002 (indicate con i numeri 1, 2 e 3) avevano dimensioni pari a 150×112cm ed uno spessore complessivo di 14 cm (4 cm + 6 cm + 4 cm). A causa di esigenze di prova lo strato centrale in EPS era presente su un'area inferiore, pari a 120 cm x 112 cm (come mostrato in Figura 12.1a). Le quattro pareti provate tra Ottobre e Novembre 2008 (indicate con i numeri 4, 5, 6 e 7) erano di analoghe dimensioni, ma con uno spessore complessivo di 27 cm (4.5 cm + 18 cm + 4.5 cm, pareti n. 4 e 5) e 29 cm (4.5 cm + 20 cm + 4.5 cm, pareti n. 6 e 7). In questo caso lo strato centrale in EPS era presente su tutta l'area del campione.

12.2.3 Le modalità di prova

Le prove sono state condotte fissando lo strato inferiore (di calcestruzzo) della parete al piano orizzontale di un telaio rigido ed applicando un carico orizzontale alla strato superiore (di calcestruzzo) mediante martinetti idraulici (secondo gli schemi riportati in Figura 12.1). Ogni parete è stata sottoposta a cicli di carico e scarico di ampiezza massima crescente fino a raggiungere la rottura per scorrimento relativo fra i due strati di calcestruzzo. Il carico è stato applicato in direzione ortogonale alla direzione di ondulazione del EPS.

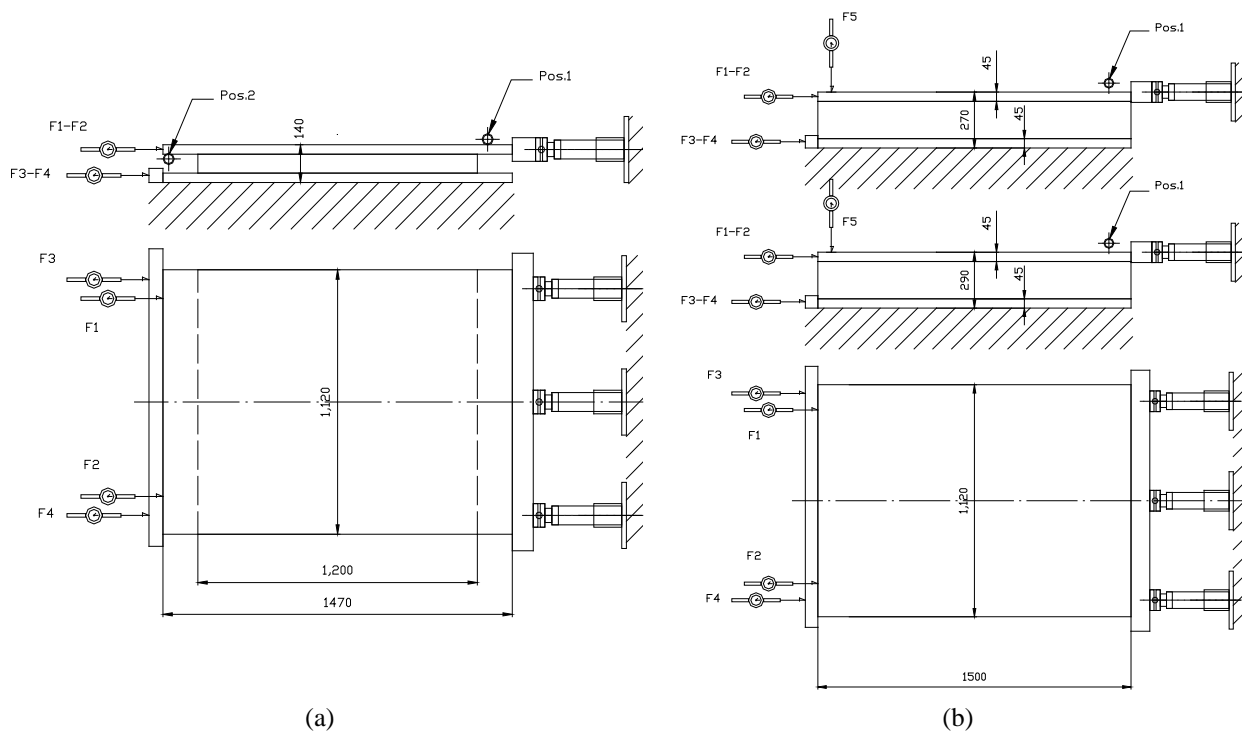


Figura 12.1. Schema di prova (a) delle pareti n. 1, 2 e 3 e (b) delle pareti 4, 5, 6 e 7.

12.2.4 I risultati ottenuti

Durante la prova sono stati misurati, istante per istante e al variare della forza applicata, i valori di spostamento orizzontale dello strato superiore in c.c.a. rispetto a quello inferiore, mantenuto fisso. Tali spostamenti, misurati in 4 diversi punti da altrettanti strumenti, verranno da qui in avanti denominati con il termine “*scorrimenti*”. Si definisce “*scorrimento medio*” la media degli scorrimenti misurati istante per istante dai 4 strumenti posizionati sul campione.

In Tabella 12-1 sono riportati, per ogni parete provata, i valori dello scorrimento medio misurati in corrispondenza dei valori di picco di forza applicata nei diversi cicli di carico effettuati. La Figura 12.2 mostra i diagrammi forza-scorrimento medio relativi a tutte le pareti provate.

Tabella 12-1. Valori di forza e scorrimento medio corrispondenti ai picchi dei vari cicli di carico effettuati sui pannelli.

Parete	Spessore	Cicli di carico							
		1°		2°		3°		4°	
		$F_{1^{\circ}ciclo}$	Scorrimento medio	$F_{2^{\circ}ciclo}$	Scorrimento medio	$F_{3^{\circ}ciclo}$	Scorrimento medio	$F_{4^{\circ}ciclo}$	Scorrimento medio
[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]		
1	4+6+4	32.5	0.41	80.5	1	186	4.46	-	-
2	4+6+4	15.4	0.15	55.7	0.59	107	1.22	227.3	4.35
3	4+6+4	30.34	0.3	51.01	0.54	100.11	1.06	211.94	3.33
Media		26.08	0.29	62.40	0.71	131.04	2.25	219.62	3.84

4	4.5+18+4.5	29.77	0.68	50.91	1.33	100.15	3.27	130.55	5.49
5	4.5+18+4.5	24.89	0.54	50.06	1.22	100.08	2.88	133.43	4.4
Media		27.33	0.61	50.49	1.28	100.12	3.08	131.99	4.95
6	4.5+20+4.5	24.65	0.64	49.66	1.41	80.14	2.51	100.22	4.03
7	4.5+20+4.6	24.83	0.61	51.26	1.49	79.8	2.61	131.27	5.43
Media		24.74	0.63	50.46	1.45	79.97	2.56	115.75	4.73

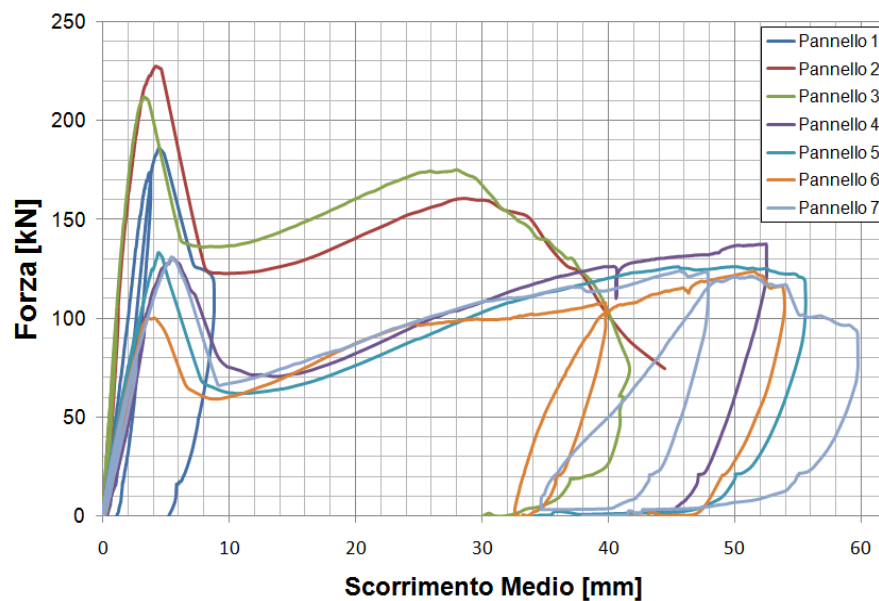


Figura 12.2. Diagrammi forza-scorrimento medio delle pareti provate

Osservando i diagrammi forza-scorrimento medio riportati in Figura 12.2 è possibile notare quanto segue:

1. tutte le pareti mostrano lo stesso tipo di comportamento globale (forma del diagramma forza-scorrimento ottenuto); in particolare, è possibile notare:
 - un primo tratto pressoché elastico lineare, fino al raggiungimento della forza massima, F_{\max} ;
 - una brusca perdita di resistenza fino al raggiungimento di una forza minima (pari a circa il 55÷60% della forza massima), $F_{el} \equiv F_{plateau}$;
 - un tratto pressoché orizzontale (tratto di plateau) per valori di scorrimento medio compresi tra 7 mm e 15 mm;
 - un tratto leggermente incrudente per valori di scorrimento medio superiori a 15 mm fino al raggiungimento di valori pari a circa il 75%÷90% della forza massima;

- una brusca perdita di resistenza dovuta alla rottura delle saldature tra reti elettrosaldate e connettori per le pareti 1, 2 e 3 (come mostrato in Figura 12.3a)
 - e all'espulsione dei nodi fra connettore e reti dagli strati in c.c.a. (per una sorta di effetto di spinta a vuoto) per le pareti 4, 5, 6 e 7 (come mostrato in Figura 12.3b).
2. il valore della forza massima applicata F_{\max} è funzione dello spessore dello strato interno di EPS (le pareti caratterizzate da uno spessore dello strato di EPS più sottile raggiungono valori di forza massima più elevati).



Figura 12.3. Dettaglio del meccanismo rottura osservato (a) nelle pareti 1, 2 e 3 e (b) nelle pareti 4, 5, 6 e 7.

12.3 Interpretazione dei risultati ottenuti

12.3.1 Generalità

In questa sezione viene fornita l'interpretazione dei risultati delle prove sperimentali condotte. In particolare:

- nella sezione 12.3.2, sulla base risultanze ottenute, vengono determinate le tensioni tangenziali sperimentali, applicando le formule descritte al paragrafo 12.1.2;
- nella sezione 12.3.3, estrapolando i risultati di cui al paragrafo precedente, vengono stimate le tensioni tangenziali elastiche e di rottura valide per pareti caratterizzate da spessori differenti dello strato centrale in EPS rispetto a quelle oggetto di prova;
- nella sezione 12.3.4, sulla base risultanze ottenute, vengono determinate le rigidzze sperimentali;

- nella sezione 12.3.5 vengono valutate le rigidzze teoriche, applicando la formula descritta al paragrafo 12.1.3;
- nella sezione 12.3.6 le rigidzze teoriche vengono confrontate con le corrispondenti rigidzze sperimentali;
- infine, nella sezione 12.3.7, si riportano brevemente le osservazioni desumibili in seguito all'interpretazione analitico-sperimentale svolta.

12.3.2 Valutazione delle tensioni tangenziali sperimentali

In Tabella 12-2 sono riportati, per ognuna delle pareti provate, gli spessori, l'area complessiva su cui si considerano agenti le tensioni tangenziali generate dalle forze applicate, la forza elastica $F_{el} = F_{plateau}$ (assunta convenzionalmente coincidente con la forza minima misurata in corrispondenza del plateau), la corrispondente tensione tangenziale sperimentale al limite elastico τ_{el} , la forza massima di rottura F_{max} e la corrispondente tensione tangenziale sperimentale massima di rottura τ_{max} .

Tabella 12-2. Tensioni tangenziali agenti sull'interfaccia EPS/strato in c.a. desunte dai risultati sperimentali ottenuti.

Parete	Spessore [cm]	Area [cmxcm]	$F_{el} \equiv F_{plateau}$ [kN]	τ_{el} [daN/cm ²]	F_{max} [kN]	τ_{max} [daN/cm ²]
1	4+6+4	112x120	120	0.893	186	1.384
2	4+6+4	112x120	122	0.908	227	1.689
3	4+6+4	112x120	138	1.027	212	1.577
Media				0.943		1.55
4	4.5+18+4.5	112x150	70.0	0.417	131	0.83
5	4.5+18+4.5	112x150	66.0	0.393	133	0.85
Media				0.386		0.84
6	4.5+20+4.5	112x150	60.0	0.357	100	0.64
7	4.5+20+4.5	112x150	63.0	0.375	131	0.84
Media				0.366		0.79

Le tensioni tangenziali elastiche risultano quindi:

- per le pareti con $s_{EPS} = 6 \text{ cm}$: $\tau_{el} = 0.943 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per le pareti con $s_{EPS} = 18 \text{ cm}$: $\tau_{el} = 0.386 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$;

- per le pareti con $s_{EPS} = 20$ cm : $\tau_{el} = 0.366 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$.

Le tensioni tangenziali ultime risultano invece:

- per le pareti con $s_{EPS} = 6$ cm : $\tau_{max} = 1.55 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per le pareti con $s_{EPS} = 18$ cm : $\tau_{max} = 0.84 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$;
- per le pareti con $s_{EPS} = 20$ cm : $\tau_{max} = 0.79 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$.

12.3.3 Valutazione delle tensioni tangenziali elastiche e di rottura di pareti caratterizzate da spessori differenti dello strato centrale in EPS rispetto a quelle oggetto di prova

In questa sezione, sulla base dei risultati sperimentali ottenuti, si procede alla stima delle tensioni tangenziali elastiche e di rottura di pareti caratterizzate da spessori differenti dello strato centrale in EPS rispetto a quelle oggetto di prova. Gli spessori s_{EPS} indagati sono quelli che si intendono utilizzare nella pratica corrente e risultano compresi fra 6 e 16 cm. Trattandosi di spessori contenuti all'interno del range sottoposto a prova, si ritiene di poter effettuare la stima delle rispettive grandezze attraverso una semplice interpolazione lineare delle tensioni tangenziali sperimentali disponibili, mantenendo un grado di approssimazione accettabile. Le tensioni tangenziali elastiche risultano quindi:

- per $s_{EPS} = 8$ cm $\tau_{el} = 0.849 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per $s_{EPS} = 10$ cm $\tau_{el} = 0.755 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per $s_{EPS} = 12$ cm $\tau_{el} = 0.661 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per $s_{EPS} = 14$ cm $\tau_{el} = 0.578 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per $s_{EPS} = 16$ cm $\tau_{el} = 0.480 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$.

Le tensioni tangenziali massime di rottura risultano invece:

- per $s_{EPS} = 8$ cm $\tau_u = 1.432 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per $s_{EPS} = 10$ cm $\tau_u = 1.313 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$

- per $s_{EPS} = 12$ cm $\tau_u = 1.195 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per $s_{EPS} = 14$ cm $\tau_u = 1.077 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per $s_{EPS} = 16$ cm $\tau_u = 0.958 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$.

12.3.4 Valutazione delle rigidzze sperimentali

In Tabella 12-3 sono riportati, per ogni parete provata, (i) i valori di forza massima $F_{1^\circ \text{ciclo}}$ applicata nel primo ciclo di carico, (ii) i corrispondenti valori dello scorrimento medio e (iii) la rigidzza elastica sperimentale $k_{el, \text{Sperimentale}}$ valutata come rapporto tra $F_{1^\circ \text{ciclo}}$ e il corrispondente scorrimento medio. Nei paragrafi successivi, i valori medi delle rigidzze sperimentali saranno confrontati con i rispettivi valori teorici.

Tabella 12-3. Valori di forza, scorrimento medio e rigidzza corrispondenti al primo ciclo di carico.

Parete	Spessore	1° ciclo di carico		
		$F_{1^\circ \text{ciclo}}$	Scorrimento medio	$k_{el, \text{Sperimentale}}$
		[kN]	[mm]	[kN/mm]
1	4+6+4	32.5	0.41	79.268
2	4+6+4	15.4	0.15	102.667
3	4+6+4	30.34	0.3	101.133
Media		26.08	0.29	89.931
4	4.5+18+4.5	29.77	0.68	43.779
5	4.5+18+4.5	24.89	0.54	46.093
Media		27.33	0.61	44.803
6	4.5+20+4.5	24.65	0.64	38.516
7	4.5+20+4.6	24.83	0.61	40.705
Media		24.74	0.63	39.270

12.3.5 Valutazione delle rigidzze teoriche

In questa sezione vengono determinate le rigidzze elastiche teoriche, utilizzando la formula di cui al paragrafo 12.1.3. Si considerano i seguenti dati di partenza:

$$E_{EPS} = 150 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\nu_{EPS} = 0.5$$

$$G_{EPS} = \frac{150}{2(1+0.5)} = 50 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$A_1 = 112 \cdot 120 = 13440 \text{ cm}^2$ area della sup. di contatto tra lo strato in EPS e quello in c.c., pareti 1, 2, 3

$A_2 = 112 \cdot 150 = 16800 \text{ cm}^2$ area della sup. di contatto tra lo strato in EPS e quello in c.c., pareti 4, 5, 6, 7

$s_{EPS} = 6 \text{ cm}$ spessore dello strato in EPS, pareti 1, 2 e 3

$s_{EPS} = 18 \text{ cm}$ spessore dello strato in EPS, pareti 4 e 5

$s_{EPS} = 20 \text{ cm}$ spessore dello strato in EPS, pareti 6 e 7

$$\chi = 1.2$$

Applicando le formule predittive riportate nel paragrafo 12.1.3, si ottengono i risultati di seguito riportati.

- per le pareti 1, 2, 3: $k_{el, Teorica} = \frac{G_{EPS} A_1}{s_{EPS} \chi} = \frac{50 \cdot 13440}{6 \cdot 1.2} = 93333 \frac{\text{daN}}{\text{cm}}$
- per le pareti 4 e 5: $k_{el, Teorica} = \frac{G_{EPS} A_2}{s_{EPS} \chi} = \frac{50 \cdot 16800}{18 \cdot 1.2} = 38889 \frac{\text{daN}}{\text{cm}}$
- per le pareti 6 e 7: $k_{el, Teorica} = \frac{G_{EPS} A_2}{s_{EPS} \chi} = \frac{50 \cdot 16800}{20 \cdot 1.2} = 35000 \frac{\text{daN}}{\text{cm}}$

12.3.6 Confronto analitico sperimentale

In Tabella 12-4 le rigidezze elastiche teoriche vengono confrontate con le rigidezze elastiche sperimentali; in particolare si riportano (i) le rigidezze elastiche teoriche $k_{el, Teorica}$, (ii) le rigidezze elastiche sperimentali $k_{el, Sperimentale}$ e (iii) la variazione percentuale riscontrata (ovvero le sovraresistenze rilevate).

Tabella 12-4. Confronto tra i risultati teorici e sperimentali.

N. Pareti	Spessore s_{EPS} [cm]	Rigidezza iniz. teorica $k_{el, Teorica}$ [daN/cm]	Rigidezza iniz. sperimentale $k_{el, Sperimentale}$ [daN/cm]	Sovraresistenze $k_{el, Sperimentale} / k_{el, Teorica}$
1, 2, 3	4+6+4	93333	89931	- 3.8%
4, 5	4.5+18+4.5	38889	44803	+ 15%
6, 7	4.5+20+4.5	35000	39270	+ 12%

Dal confronto effettuato in Tabella 12-4 si può notare che i risultati teorici ottenuti mostrano di essere in buon accordo con i corrispondenti risultati sperimentali.

12.3.7 Osservazioni

L'interpretazione dei risultati delle prove sperimentali di scorrimento condotte ha consentito di valutare:

- le tensioni tangenziali elastiche e di rottura che agiscono nella sezione di interfaccia fra lo strato di calcestruzzo e lo strato centrale in EPS.
- la rigidezza elastica degli elementi provati;
- la rigidezza elastica di elementi caratterizzati da spessori s_{EPS} differenti da quelli provati;

In particolare, prevedendo di utilizzare nella pratica corrente pareti caratterizzate da s_{EPS} compresi fra 6 e 16 cm, per la valutazione della resistenza nei confronti di azioni taglianti agenti fuori dal piano e limitatamente a tali spessori si suggerisce di adottare i seguenti valori massimi di tensioni tangenziali:

- per pareti con $s_{EPS} = 6$ cm : $\tau_{el} = 0.943 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per pareti con $s_{EPS} = 8$ cm $\tau_{el} = 0.849 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per pareti con $s_{EPS} = 10$ cm $\tau_{el} = 0.755 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per pareti con $s_{EPS} = 12$ cm $\tau_{el} = 0.661 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per pareti con $s_{EPS} = 14$ cm $\tau_{el} = 0.578 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
- per pareti con $s_{EPS} = 16$ cm $\tau_{el} = 0.480 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$.

I valori sopra riportati si ritiene siano pienamente accettabili, tenuto conto che le pareti in esame vengono impiegate all'interno di strutture a comportamento scatolare da cui discendono azioni orizzontali agenti prevalentemente nel piano delle pareti stesse.

13 Studio “S4” - Valutazione del comportamento a flessione fuori dal piano

Obiettivo del presente studio è quello di valutare il comportamento delle pareti sandwich Nidyon NYSP nei confronti di azioni flettenti agenti fuori dal piano, al fine di verificare se le formule predittive adottate (di cui al paragrafo seguente) sono in grado di cogliere tale comportamento e possano quindi essere utilizzate nella progettazione. In particolare, data la particolare conformazione delle pareti sandwich Nidyon NYSP, scopo dello studio è quello di:

- valutare la deformabilità di pareti soggette a flessione fuori dal piano;
- stimare in maniera sufficientemente accurata le resistenze a flessione e a taglio;
- identificare le modalità di rottura;
- verificare se le formule predittive adottate sono in grado di cogliere il comportamento osservato.

Nei paragrafi seguenti, verranno riportate:

1. le formule predittive per la valutazione teorica del comportamento sopra menzionato;
2. una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate e dei risultati ottenuti;
3. il confronto analitico-sperimentale tra i risultati teorici ottenuti mediante le formule predittive e i corrispondenti risultati sperimentali.

13.1 Formule predittive di riferimento

13.1.1 Premessa

Le formule predittive descritte in questa sezione sono tratte dalla Teoria di Allen, sviluppata nel 1969 per lo studio dei pannelli sandwich, ossia di elementi strutturali compositi (*costituiti da due strati resistenti, dette facce, distanziati da un materiale connettivo che prende il nome di nucleo*) destinati ad essere utilizzati in campo navale e aeronautico grazie ai loro requisiti di leggerezza e rigidità. Tale teoria riprende ed amplia la teoria di Plantema, sviluppata nel 1966 a cura del Dipartimento Nazionale di ricerca Aeronautico e Astronautico di Amsterdam con la collaborazione dell'ufficio di Ricerca Navale della U.S Navy (Stati Uniti). Per ragioni di sintesi, nel paragrafo seguente verrà brevemente riportata solo la teoria di Allen.

È importante sottolineare come tale teoria specializzi la teoria classica di Eulero Bernoulli, valida per gli elementi inflessi, al caso di elementi sandwich caratterizzati da una sezione trasversale composta.

La teoria di Allen è stata ripresa anche recentemente in numerosi articoli scientifici pubblicati recentemente relativi allo studio del comportamento a flessione fuori dal piano di pareti sandwich. In particolare, Bush e Stine nel 1994 hanno studiato le prestazioni flessionali dei pannelli sandwich realizzati in opera con connettori diagonali. Nel 1995, Einea *et al.* hanno suggerito una soluzione matematica per i pannelli semi-compositi sviluppando delle equazioni differenziali e confrontando la soluzione analitica con le analisi agli elementi finiti mostrarono l'accuratezza del proprio metodo analitico. Nijhawan nel 1998 ha misurato sperimentalmente le forze di taglio all'interfaccia e progettò i connettori a taglio. Bush e Wu nel 1998 hanno presentato una soluzione matematica e un modello agli elementi finiti per l'analisi flessionale di pannelli sandwich precompressi con connettori a taglio diagonali. Kabir e Hasheminasab nel 2001 hanno condotto delle prove a flessione e a taglio su muri portanti e solai, determinando le curve sforzo-deformazione e i meccanismi di collasso. Per maggiori dettagli si rimanda alla bibliografia.

13.1.2 Teoria di Allen

13.1.2.1 Notazione

Si consideri un elemento sandwich (rappresentato in Figura 13.1) caratterizzato da:

- facce spesse di uguale spessore, f ; le facce di un elemento sandwich possono essere considerate spesse se è soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{i}{f} < 5.77 \quad (13.1)$$

Le pareti Nidyon NYSP soddisfano tale relazione, configurandosi quindi come elementi sandwich a facce spesse.

- nucleo debole di spessore pari a n ; il nucleo di un elemento sandwich può essere considerato debole se è soddisfatta la seguente relazione:

$$6 \cdot \frac{E_f}{E_c} \cdot \frac{f}{n} \cdot \left(\frac{i}{n}\right)^2 > 100 \quad (13.2)$$

Le pareti sandwich Nidyon NYSP soddisfano tale relazione.

Il sistema di riferimento adottato è quello rappresentato in Figura 13.1. Inoltre, nell'ambito della teoria di Allen,

- le grandezze relative al *nucleo* verranno indicate con il pedice “c” (*core*);
- le grandezze relative alle *facce* verranno indicate con il pedice “f” (*faces*).

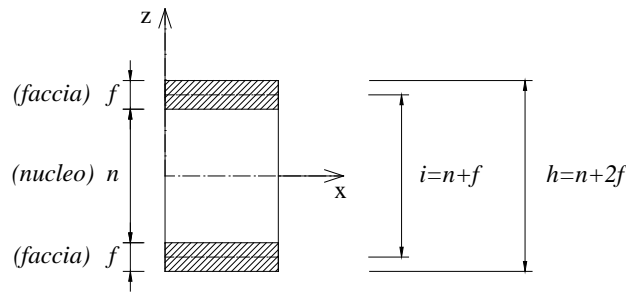


Figura 13.1. Elemento di parete sandwich.

13.1.2.2 Ipotesi

Si adottano le seguenti ipotesi:

1. tutti e tre gli strati sono ben connessi tra loro;
2. il materiale che costituisce le facce è molto più rigido rispetto al materiale che costituisce il nucleo;
3. i singoli materiali costituenti le facce ed il nucleo sono isotropi;
4. le sezioni trasversali si mantengono piane ed ortogonali all'asse longitudinale dell'elemento anche in condizioni deformate.

13.1.2.3 Stato sollecitazione del sandwich

Nell'ambito della teoria classica di Eulero Bernoulli, l'ipotesi che le sezioni trasversali si mantengono piane ed ortogonali all'asse longitudinale dell'elemento anche in condizioni deformate conduce alla seguente relazione tra il momento flettente M , e la curvatura $1/R$:

$$\frac{M}{EI} = -\frac{1}{R} \quad (13.3)$$

dove il prodotto tra il modulo di elasticità E e il momento di inerzia I è definito *rigidità flessionale*.

Per una parete sandwich di larghezza b la rigidità flessionale (fuori dal piano), indicata con il simbolo D , è data dalla seguente relazione:

$$D = E_f \cdot \left[2 \cdot \frac{b \cdot f^3}{12} + 2 \cdot b \cdot f \cdot \left(\frac{i}{2} \right)^2 \right] + \underbrace{E_c \cdot \frac{b \cdot n^3}{12}}_{\text{rigidità flessionale del nucleo}} \quad (13.4)$$

rigidità flessionale delle facce rispetto all'asse baricentrico del sandwich

in cui i è la distanza tra gli assi baricentrici di ciascuna faccia:

$$d = \frac{h+n}{2} = n + f \quad (13.5)$$

e h è lo spessore complessivo del sandwich (Figura 13.1).

Nell'equazione (2), il primo termine rappresenta la rigidità flessionale delle facce rispetto all'asse baricentrico del sandwich mentre il secondo termine rappresenta la rigidità flessionale del nucleo che solitamente, nel caso di nucleo debole, risulta trascurabile.

Come nella teoria classica, le tensioni normali nelle facce risultano pari a:

$$\sigma_f = \frac{M \cdot z}{D} \cdot E_f \quad \left(\frac{n}{2} \leq z \leq \frac{h}{2}; -\frac{h}{2} \leq z \leq -\frac{n}{2} \right) \quad (13.6)$$

La classica formula di Jourasky, nel caso dell'elemento sandwich assume la forma seguente:

$$\tau = \frac{T}{D \cdot b} \cdot \sum_i \Sigma(S_i \cdot E_i) \quad (13.7)$$

in cui D rappresenta la rigidità flessionale del sandwich e $\sum_i \Sigma(S_i \cdot E_i)$ la sommatoria dei momenti statici per i corrispondenti moduli elastici dei singoli strati. Sviluppando tale sommatoria, la tensione tangenziale nel nucleo risulta pari a:

$$\tau = \frac{T}{D \cdot b} \cdot \left\{ E_f \cdot f \cdot b \frac{i}{2} + \frac{E_c}{2} \cdot \left(\frac{n^2}{4} - z^2 \right) \right\} = \frac{T}{D} \cdot \left\{ E_f \cdot \frac{f \cdot i}{2} + \frac{E_c}{2} \cdot \left(\frac{n^2}{4} - z^2 \right) \right\} \quad (13.8)$$

in cui T rappresenta il taglio agente nella sezione.

Un'espressione analoga alla (6) può essere ricavata per valutare la distribuzione della tensione tangenziale τ sulle facce.

La distribuzione delle tensioni tangenziali lungo tutto lo spessore del sandwich è rappresentata in figura 2a.

Nel caso di *nucleo debole* (Figura 13.2b), è possibile trascurare la rigidezza assiale del nucleo (è lecito assumere $E_c = 0$), per cui le tensioni tangenziali risultano costanti e pari a:

$$\tau = \frac{T}{D} \cdot E_f \cdot \frac{f \cdot i}{2} \quad (13.9)$$

Inoltre, nell'ipotesi di trascurare la rigidità flessionale delle singole facce rispetto al proprio asse baricentrico (Figura 13.2c), le tensioni tangenziali risultano costanti e pari a:

$$\tau = \frac{T}{2 \cdot E_f \cdot b \cdot f \cdot \left(\frac{i}{2}\right)^2} \cdot E_f \cdot \frac{f \cdot i}{2} = \frac{T}{bi} \quad (13.10)$$

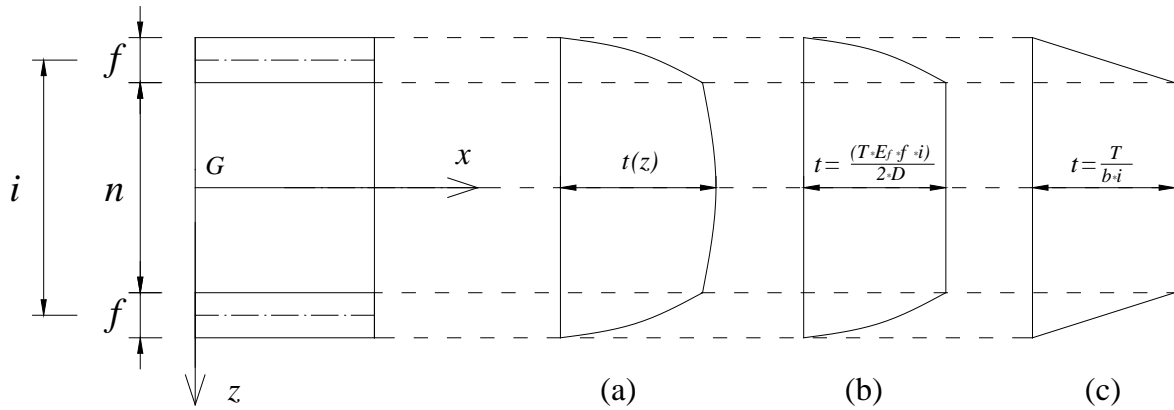


Figura 13.2. Distribuzione delle tensioni tangenziali nel sandwich: (a) distribuzione reale; (b) distribuzione nel caso di nucleo debole ($E_c = 0$); (c) distribuzione nel caso di nucleo debole ($E_c = 0$) trascurando la flessione locale delle facce.

13.1.2.4 Stato di deformazione del sandwich

Per la valutazione dello stato di deformazione del sandwich, Allen ricorre all'ipotesi di nucleo "antiplane". Con tale espressione si intende che il nucleo è caratterizzato da:

- un modulo di elasticità nullo nei piani paralleli alle facce (in direzione x);
- un modulo di elasticità tangenziale diverso da zero e di valore finito nei piani ortogonali alle facce (in direzione z).

La deformata complessiva del sandwich sarà data dalla somma di due contributi: quello flessionale e quello tagliante.

Per affrontare la problematica relativa all'interazione tra la rigidezza a flessione delle facce e la rigidezza a taglio del nucleo, si considera, in primo luogo, un elemento sandwich caratterizzato da un nucleo rigido a taglio ($G_c \rightarrow \infty$) sollecitato da un carico per unità di larghezza q_1 .

La corrispondente deformata, w_1 , può essere ricavata secondo la teoria classica degli elementi inflessi. In particolare, la deformata w_1 è associata al momento M_1 e al taglio T_1 , e risulta dalla seguente espressione:

$$-T_1 = D \frac{d^3 w_1}{dx^3} = E_f (I - I_f) \frac{d^3 w_1}{dx^3} + E_f I_f \frac{d^3 w_1}{dx^3} \quad (13.11)$$

In cui I è il momento di inerzia valutato rispetto all'asse baricentrico dell'elemento sandwich, mentre I_f è la somma dei momenti di inerzia delle singole facce valutati rispetto all'asse baricentrico di ciascuna faccia:

$$I = \frac{b \cdot f^3}{6} + \frac{b \cdot f \cdot i^2}{2} = I_f + \frac{b \cdot f \cdot i^2}{2} \quad (13.12)$$

Il primo termine dell'equazione (9) rappresenta il taglio portato dall'elemento sandwich nel suo complesso, supponendo che le facce subiscano solo un accorciamento o un allungamento uniforme senza una flessione locale. In questo caso, le tensioni tangenziali, τ , sono uniformi sullo spessore del nucleo e diminuiscono linearmente sullo spessore delle facce fino a diventare nulle (Figura 13.2c), per cui, il primo termine dell'equazione (9) può essere riscritto come segue (tenendo conto dell'equazione (8)):

$$-T_1 = -b \cdot i \cdot \tau + E_f I_f \frac{d^3 w_1}{dx^3} \quad (13.13)$$

Inoltre si ha:

$$q_1 = -\frac{dT_1}{dx}, \quad T_1 = \frac{dM_1}{dx}, \quad M_1 = -D \frac{d^2 w_1}{dx^2} \quad (13.14)$$

Come conseguenza della presenza delle tensioni tangenziali τ , il nucleo subisce una deformazione tagliante (scorrimento), $\gamma = \tau/G$, che corrisponde ad una ulteriore deformazione, w_2 , dell'elemento sandwich.

Le facce subiscono questa ulteriore deformazione, e perciò risultano soggette ad un ulteriore carico distribuito, q_2 , ad un taglio, T_2 , ed ad un momento flettente, M_2 , tali che:

$$q_2 = -\frac{dT_2}{dx}, \quad T_2 = \frac{dM_2}{dx}, \quad M_2 = -E_f I_f \frac{d^2 w_2}{dx^2} \quad (13.15)$$

Il carico, il taglio, il momento flettente e la deformazione totale risultano pari a:

$$q = q_1 + q_2 \quad (13.16)$$

$$T = T_1 + T_2 \quad (13.17)$$

$$M = M_1 + M_2 \quad (13.18)$$

$$w = w_1 + w_2 \quad (13.19)$$

In altre parole, un elemento sandwich soggetto ad un carico pari a q subisce due differenti tipi di spostamenti: w_1 e w_2 (Figura 13.3). Il primo rappresenta la deformata flessionale associata al

taglio T_1 che si distribuisce tra le facce e il nucleo (eq.(11)). Il secondo rappresenta la deformazione a taglio del nucleo dovuta a T_1 . Le facce partecipano a questa ulteriore deformazione attraverso una flessione attorno al proprio asse baricentrico. Per far questo le facce risultano soggette ad un ulteriore taglio T_2 . La somma di T_1 e di T_2 rappresenta il taglio applicato all'elemento sandwich.

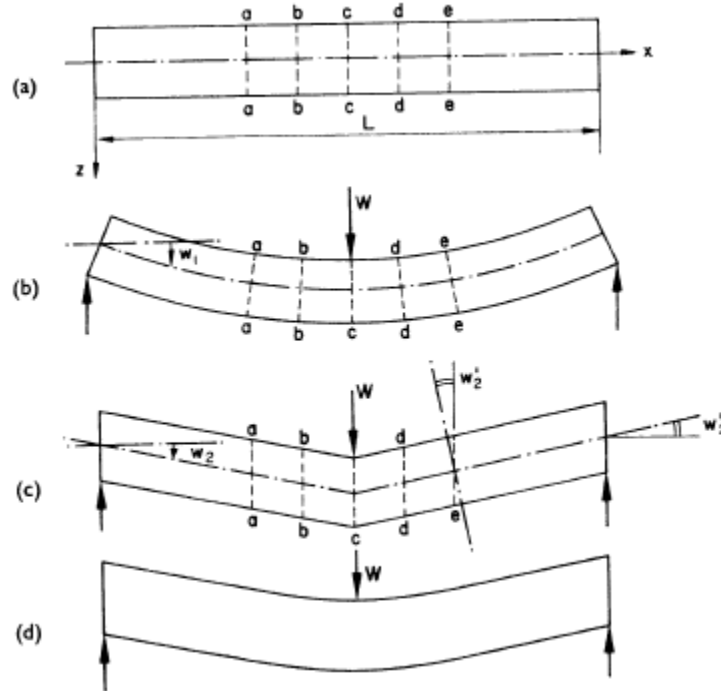


Figura 13.3. Deformata totale del sandwich come somma della deformata parziale dovuta alla flessione e della deformata parziale dovuta al taglio.

13.1.2.5 Equazioni differenziali

La relazione tra lo scorrimento del nucleo γ e la deformazione w_2 può essere ricavata a partire dalla Figura 13.4:

$$\gamma = \frac{i}{n} \cdot \frac{dw_2}{dx} \quad (13.20)$$

Quindi, la tensione tangenziale nel nucleo risulta pari a:

$$\tau = \gamma \cdot G_c = \frac{i}{n} \cdot \frac{dw_2}{dx} \cdot G_c \quad (13.21)$$

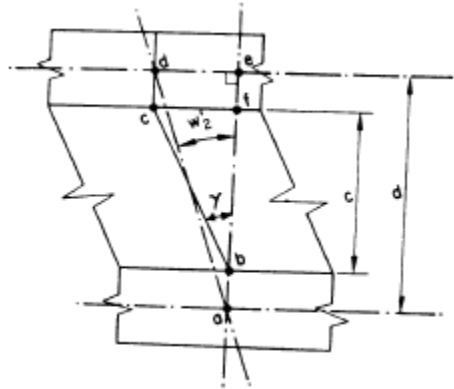


Figura 13.4. Deformazione a tagli in un elemento sandwich a facce spesse.

Sostituendo l'equazione (19) nell'equazione (11) si ha:

$$-T_1 = -AG_c \frac{dw_2}{dx} + E_f I_f \frac{d^3 w_1}{dx^3} \quad (13.22)$$

In cui $A = \frac{bi^2}{n}$.

Riorganizzando l'equazione (20) e considerando che $-T_1 = D \frac{d^3 w_1}{dx^3}$, si ricava:

$$\frac{dw_2}{dx} = -\frac{D}{AG_c} \left(1 - \frac{I_f}{I}\right) \frac{d^3 w_1}{dx^3} = \frac{T_1}{AG_c} \left(1 - \frac{I_f}{I}\right) \quad (13.23)$$

Il taglio totale risulta quindi pari a:

$$T = T_1 + T_2 = T_1 - E_f I_f \frac{d^3 w_2}{dx^3} \quad (13.24)$$

Differenziando l'equazione (21) e sostituendola nell'equazione (20) si ricava un'equazione differenziale in termini di T_1 :

$$\frac{d^2 T_1}{dx^2} - a^2 T_1 = -a^2 T \quad (13.25)$$

in cui:

$$a^2 = \frac{AG_c}{E_f I_f \left(1 - \frac{I_f}{I}\right)} \quad (13.26)$$

La quantità a^2 rappresenta sostanzialmente il rapporto tra la rigidezza a taglio del nucleo e la rigidezza flessionale delle singole facce rispetto al proprio asse baricentrico.

Una volta ricavato T_1 dall'equazione (23) mediante integrazione e derivazione potranno essere ricavati M_1 , w_1 e q_1 . Successivamente, la grandezza dw_2/dx potrà essere ricavata a partire dall'equazione (21) e le quantità correlate, M_2 , w_2 e q_2 possono successivamente essere ottenute per integrazione e differenziazione.

13.1.2.6 Osservazioni sulla teoria di Allen

A partire dalla teoria di Allen precedentemente descritta, è possibile osservare quanto segue:

1. la teoria descrive il comportamento elastico-lineare fuori dal piano di un elemento sandwich;
2. osservando la relazione (17) è possibile notare che, ai fini della corretta stima della deformabilità di un elemento sandwich, occorre tenere conto sia della deformazione flessionale che della deformazione tagliante;
3. osservando la relazione (16) è possibile notare che, ai fini della valutazione delle resistenze, se si trascura la resistenza a flessione fornita dalle singole facce (momento M_2) si ottengono valori di resistenza (M) inferiori rispetto a quelli che il sandwich sarebbe in grado di sopportare, pervenendo a risultati a favore di sicurezza.

13.1.3 Valutazione approssimata della resistenza a flessione fuori dal piano

Come sopra evidenziato, nella valutazione delle resistenze fuori dal piano di un elemento sandwich si ottengono risultati a favore di sicurezza se si trascura il contributo dato dalla flessione delle singole facce rispetto al proprio asse baricentrico. Per questo motivo, ipotizzando cautelativamente che, indipendentemente dallo spessore dello strato interno in polistirene, sia verificata l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, il momento flettente resistente fuori dal piano può essere valutato, in modo approssimato, come segue:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d \quad (13.27)$$

In cui:

A_s è la quantità di armatura contenuta in una generica parete di larghezza b ;

f_{yd} è la resistenza a trazione di progetto dell'acciaio;

d è l'altezza utile della sezione: $d = h - c$

h è lo spessore complessivo della parete (così come definito in Figura 13.1);

c è il copriferro.

13.1.4 Valutazione approssimata della resistenza a taglio fuori dal piano

Anche per quanto riguarda la valutazione della resistenza a taglio fuori dal piano, ipotizzando cautelativamente che, indipendentemente dallo spessore dello strato interno in polistirene, sia verificata l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, il taglio resistente fuori dal piano può anche essere valutato, in modo approssimato, come segue:

$$V_{Rd} = \tau_u \cdot h_0 \cdot b \quad (13.28)$$

In cui:

- τ_u è la tensione tangenziale massima a rottura valutata nell'ambito dello studio relativo alla valutazione del comportamento a taglio fuori dal piano, T_{\perp} (Studio S3);
- h_0 è il braccio della coppia interna, che può essere considerato coincidente con la distanza tra le due reti i (così come definita in Figura 13.1);
- b è la larghezza della parete.

13.2 Le prove sperimentali

13.2.1 Generalità

La campagna di prove sperimentali per la verifica della validità delle formule predittive di cui al § 2 è stata condotta a Novembre 2002, presso il Laboratorio Prove Strutture (LAPS) del Dipartimento DISTART dell'Università degli Studi di Bologna.

Le prove sono state ideate e progettate dal Prof. Ing. C. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro (composto dal Prof. Ing. T. Trombetti e dal Dott. Ing. M. G. Dallavalle).

Le prove sono state eseguite sotto il coordinamento del Responsabile del Laboratorio, Prof. Ing. M. Savoia.

13.2.2 Caratteristiche degli elementi provati

Le prove sono state eseguite su 2 pareti sandwich Nidyon NYSP di dimensioni pari a 112×290 cm. La parete indicata come P2 è caratterizzata da uno spessore complessivo pari a 14 cm (ovvero 4+6+4cm) mentre la parete indicata come P1 è caratterizzata da uno spessore complessivo pari a 18 cm (ovvero 4+10+4cm).

13.2.3 Le modalità di prova

Lo schema statico è stato quello di parete su due appoggi (Figura 13.5).

Il carico applicato è stato applicato in modo crescente in due punti posizionati ad una distanza di 95 cm dagli appoggi.

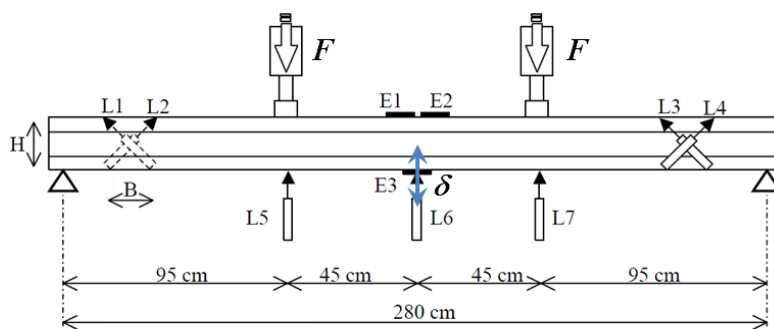


Figura 13.5. Schema di prova

13.2.4 I risultati ottenuti

In Figura 13.6 sono riportati, per le due pareti provate:

- il diagramma forza-spostamento verticale in mezzzeria e
- il diagramma forza-scorrimento medio

relativi alle due pareti provate. I grafici riportano i valori di forza e spostamento misurati durante la prova. Si trascura per il momento il contributo dato dal peso proprio della parete.

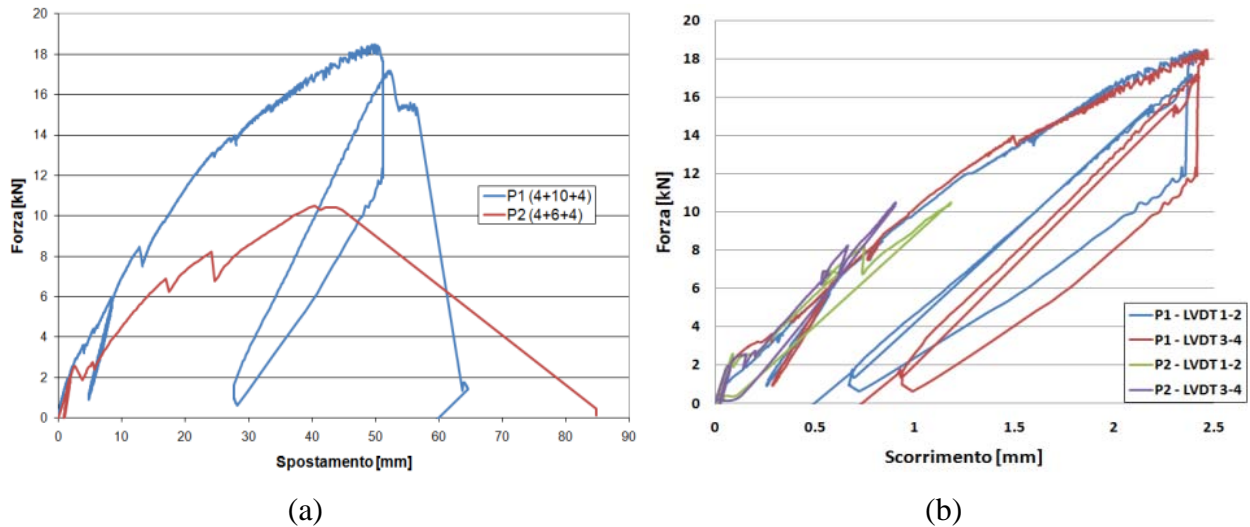


Figura 13.6. (a) Diagramma forza-spostamento verticale in mezzeria per la parete P1 e P2. (b) Diagramma forza-scorrimento medio per la parete P1 e P2.

Per ciascuna parete provata, la forza massima raggiunta in corrispondenza dell'ultimo ciclo di carico applicato, F_{exp} , consente di determinare i valori di resistenza sperimentale D_{exp} (ovvero, il taglio V_{exp} e il momento flettente $M_{D,exp}$).

- **Parete P1:**

I valori di forza applicata da ciascuno dei due martinetti in corrispondenza del limite elastico e a rottura risultano pari a:

$$F_{el,exp} = 2.5 \text{ kN (forza massima applicata al limite elastico)}$$

$$F_{D,exp} = 18.0 \text{ kN (forza massima applicata a rottura)}$$

considerando un peso proprio della parete di 2.0 kN/m^2 , si ottengono le seguenti sollecitazioni dovute al solo peso proprio:

$$V_{pp} = 1.12 \cdot \frac{2.0 \cdot 2.90}{2} = 3.25 \text{ kN}$$

$$M_{pp} = 1.12 \cdot \frac{2.0 \cdot 2.90^2}{8} = 2.35 \text{ kNm}$$

Si ottengono quindi i valori di resistenza sperimentale come segue:

$$\begin{cases} V_{el,exp} = V_{pp} + F_{el,exp} = 3.25 + 2.5 = 5.75 \text{ kN} \\ M_{el,exp} = M_{pp} + F_{el,exp} \cdot 0.95 \text{ m} = 2.35 + 2.5 \cdot 0.95 = 4.72 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$D_{exp} : \begin{cases} V_{exp} = V_{pp} + F_{D,exp} = 3.25 + 18.0 = 21.25 \text{ kN} \\ M_{D,exp} = M_{pp} + F_{D,exp} \cdot 0.95 \text{ m} = 2.35 + 18.0 \cdot 0.95 = 19.45 \text{ kNm} \end{cases} ;$$

- **Parete P2:**

I valori di forza applicata da ciascuno dei due martinetti in corrispondenza del limite elastico e a rottura risultano pari a:

$$F_{el,exp} = 2.5 \text{ kN (forza massima applicata al limite elastico)}$$

$$F_{D,exp} = 10.0 \text{ kN (forza massima applicata a rottura)}$$

considerando un peso proprio della parete di 2.0 kN/m^2 , si ottengono le seguenti sollecitazioni dovute al solo peso proprio:

$$V_{pp} = 1.12 \cdot \frac{2.0 \cdot 2.90}{2} = 3.25 \text{ kN}$$

$$M_{pp} = 1.12 \cdot \frac{2.0 \cdot 2.90^2}{8} = 2.35 \text{ kNm}$$

Si ottengono quindi i valori di resistenza sperimentale come segue:

$$\begin{cases} V_{el,exp} = V_{pp} + F_{el,exp} = 3.25 + 2.5 = 5.75 \text{ kN} \\ M_{el,exp} = M_{pp} + F_{el,exp} \cdot 0.95 \text{ m} = 2.35 + 2.5 \cdot 0.95 = 4.72 \text{ kNm} \end{cases}$$

$$D_{exp} : \begin{cases} V_{exp} = V_{pp} + F_{D,exp} = 3.25 + 10.0 = 13.25 \text{ kN} \\ M_{D,exp} = M_{pp} + F_{D,exp} \cdot 0.95 \text{ m} = 2.35 + 10.0 \cdot 0.95 = 11.85 \text{ kNm} \end{cases} ;$$

La Tabella 13-1 riassume i dati sperimentali, così come ottenuti.

Tabella 13-1. Valori di resistenza sperimentale al limite elastico e a rottura.

Parete	Spessori	$V_{el,exp}$ [kN]	$M_{el,exp}$ [kN m]	τ_{el} [daN/cm ²]	V_{exp} [kN]	$M_{D,exp}$ [kN m]	τ_{exp} [daN/cm ²]
P1	4+10+4	5.75	4.72	0.367	21.25	19.45	1.355
P2	4+6+4	5.75	4.72	0.513	13.25	11.85	1.183

Dai risultati riportati in Tabella 13-1 è possibile desumere le seguenti considerazioni:

- fino a valori di taglio applicato pari a circa 5.75 kN il comportamento osservato è sostanzialmente di tipo elastico lineare,
- per $V_{el,exp} = 5.75$ kN (corrispondente a $F_{el,exp} = 2.5$ kN), si ha un incremento a carico costante sia dello scorrimento fra le due lastre in c.c.a. che della freccia verticale del pannello;
- per valori di taglio applicato superiori a 5.75 kN, si manifesta un comportamento non elastico caratterizzato da una perdita progressiva di rigidità;
- pur in presenza di un'inerzia teorica superiore (pari a circa il doppio di quella della parete P2), la parete P1 manifesta una rigidità inferiore rispetto a quest'ultima; ad esempio, per un valore di taglio applicato pari a 5.75 kN (limite del comportamento elastico) si è rilevato, per entrambe le pareti, il medesimo valore di freccia in mezzeria (pari a 2 mm);
- la rottura si verifica:
 - per la parete P1, in corrispondenza di un valore di momento flettente applicato $M_{D,exp} = 19.45$ kNm, a cui corrisponde un valore di taglio $V_{exp} = 21.25$ kN; il meccanismo di rottura osservato, di tipo flessionale, si è sviluppato attraverso una improvvisa fessurazione del calcestruzzo teso (strato inferiore) seguito dall'immediato strappamento dell'acciaio;
 - per la parete P2, in corrispondenza di un valore di momento flettente applicato $M_{D,exp} = 11.85$ kNm, a cui corrisponde un valore di taglio $V_{exp} = 13.25$ kN; il meccanismo di rottura osservato, di tipo flessionale, si è sviluppato anche in tal caso attraverso una improvvisa fessurazione del calcestruzzo teso (strato inferiore) seguito dall'immediato strappamento dell'acciaio;

13.3 Interpretazione dei risultati ottenuti

13.3.1 Applicazione della teoria di Allen

Obiettivo di questo paragrafo è quello di riprodurre i risultati di prova in termini di deformabilità dei pannelli provati. Pertanto, si prescinde dal considerare il peso proprio degli stessi.

Si considerano i seguenti dati di partenza:

$$b = 112 \text{ cm}$$

$$f = 4 \text{ cm}$$

$$E_f = 300000 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c = 150 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\nu_c = 0.5$$

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu_c)} = \frac{150}{2(1+0.5)} = 50 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

inoltre:

- per la parete P1 (4+10+4):

$$n = 10 \text{ cm}$$

$$i = n + f = 14 \text{ cm}$$

- per la parete P2 (4+6+4):

$$n = 6 \text{ cm}$$

$$i = n + f = 10 \text{ cm}$$

$$L_a = 45 \text{ cm}$$

$$L_b = 95 \text{ cm}$$

Le facce di entrambe le pareti sandwich provate risultano spesse; infatti:

$$\text{Parete 1} \rightarrow \frac{i}{f} = \frac{10+4}{4} = 3.5 < 5.77 \rightarrow \text{Facce spesse}$$

$$\text{Parete 2} \rightarrow \frac{i}{f} = \frac{6+4}{4} = 2.5 < 5.77 \rightarrow \text{Facce spesse}$$

Inoltre entrambe le pareti provate hanno un nucleo che può essere considerato debole, infatti:

$$\text{Parete 1} \rightarrow 6 \cdot \frac{E_f}{E_c} \cdot \frac{f}{n} \cdot \left(\frac{i}{n}\right)^2 = 6 \cdot \frac{300000}{150} \cdot \frac{4}{10} \cdot \left(\frac{14}{10}\right)^2 = 9408 > 100 \rightarrow \text{Nucleo debole}$$

$$\text{Parete 2} \rightarrow 6 \cdot \frac{E_f}{E_c} \cdot \frac{f}{n} \cdot \left(\frac{i}{n}\right)^2 = 6 \cdot \frac{300000}{150} \cdot \frac{4}{6} \cdot \left(\frac{10}{6}\right)^2 = 22222 > 100 \rightarrow \text{Nucleo debole}$$

Si considerano le seguenti grandezze:

$$I = \frac{b \cdot f^3}{6} + \frac{b \cdot f \cdot i^2}{2} = \begin{cases} \frac{112 \cdot 4^3}{6} + \frac{112 \cdot 4 \cdot 14^2}{2} = 45099 \text{ cm}^4 & \text{Parete 1} \\ \frac{112 \cdot 4^3}{6} + \frac{112 \cdot 4 \cdot 10^2}{2} = 23595 \text{ cm}^4 & \text{Parete 2} \end{cases} \quad \text{momento di inerzia}$$

dell'intera sezione

$$I_f = \frac{b \cdot f^3}{6} = \frac{112 \cdot 4^3}{6} = 1195 \text{ cm}^4 \quad \text{somma dei momenti di inerzia delle singole facce rispetto al proprio asse baricentrico}$$

$$D = E_f \cdot \frac{b \cdot f^3}{6} + E_f \cdot \frac{b \cdot f \cdot i^2}{2} = \begin{cases} 1.35 \cdot 10^{10} \text{ kg cm}^2 & \text{Parete 1} \\ 7.08 \cdot 10^9 \text{ kg cm}^2 & \text{Parete 2} \end{cases} \quad \text{rigidezza flessionale}$$

$$G_c \cdot A = \frac{b \cdot i^2}{n} \cdot G_c = \begin{cases} \frac{112 \cdot 14^2}{10} \cdot 50 = 109750 \text{ kg} & \text{Parete 1} \\ \frac{112 \cdot 10^2}{6} \cdot 50 = 93350 \text{ kg} & \text{Parete 2} \end{cases} \quad \text{rigidezza a taglio}$$

Le equazioni differenziali riportate nel paragrafo 13.1.2.5 sono state risolte imponendo le condizioni al contorno e di compatibilità relative al caso della parete su due appoggi con due carichi concentrati applicati a uguale distanza dagli appoggi stessi (tale schema statico corrisponde al layout di prova). L'equazione della deformata complessiva, valutata nella sezione di mezzeria della parete, è di seguito riportata:

$$w(\text{sez. mezzeria}) = w_1 + w_2 = -\frac{P \cdot L_b}{E_f \cdot I} \cdot \left(\frac{L_b^2}{3} + \frac{L_a^2}{2} + L_a \cdot L_b \right) - \frac{P \cdot L_b}{G_c \cdot A} \cdot \left(1 - \frac{I_f}{I} \right)^2 \cdot \psi_1 \quad (13.29)$$

In cui:

$$\psi_1 = \frac{\beta_3 \cdot \cosh(a \cdot L_a + a \cdot L_b)}{a \cdot L_b} + 1 - \frac{\sinh(a \cdot L_b)}{a \cdot L_b} - \frac{\beta_3}{a \cdot L_b} \quad (13.30)$$

$$\beta_3 = \frac{\sinh(a \cdot L_b)}{\cosh(a \cdot (L_a + L_b))} \quad (13.31)$$

$$a = \sqrt{\frac{AG_c}{E_f I_f \left(1 - \frac{I_f}{I}\right)}} \quad (13.32)$$

Gli spostamenti valutati sostituendo nella relazione (25) i valori di carico applicati in fase di prova sono stati riportati in Tabella 13-2 e saranno successivamente confrontati con il diagramma forza-spostamento ricavato sperimentalmente (Figura 13.7 del successivo paragrafo 13.3.3).

Tabella 13-2. Spostamenti in mezzzeria ottenuti per diversi valori del carico applicato P: (a) Parete 1; (b) Parete 2.

CARICO P [daN]	w ₁ [mm]	w ₂ [mm]	w = w ₁ + w ₂ [mm]
50	0.0250	0.37	0.396
100	0.0500	0.74	0.792
150	0.0750	1.11	1.188
200	0.0999	1.48	1.584
250	0.0128	0.15	1.635
500	0.2498	3.71	3.960
1000	0.4997	7.42	7.921
1500	0.7495	11.13	11.881
1800	0.8994	13.36	14.257

CARICO P [daN]	w ₁ [mm]	w ₂ [mm]	w = w ₁ + w ₂ [mm]
10	0.0096	0.08	0.09
50	0.0479	0.39	0.44
100	0.0957	0.79	0.88
150	0.1436	1.18	1.33
250	0.2394	1.97	2.21
500	0.4787	3.94	4.42
700	0.6702	5.52	6.19
1000	0.9575	7.89	8.84

13.3.2 Applicazione delle formule predittive per la valutazione approssimata della resistenza a flessione e a taglio fuori dal piano

Si considerano i seguenti dati di partenza:

$$b = 112 \text{ cm};$$

$$A_s = \frac{112}{5} \cdot \frac{\pi \cdot 0.25^2}{4} = 1.1 \text{ cm}^2$$

inoltre:

- per la parete P1 (4+10+4):

$$d = 16 \text{ cm};$$

$$h_0 = i = 14 \text{ cm}$$

- per la parete P2 (4+6+4):

$$d = 12 \text{ cm};$$

$$h_0 = i = 10 \text{ cm}$$

Resistenze dei materiali (acciaio zincato):

- resistenze di progetto;

$$f_{yd} = \frac{5400}{1.15} = 4696 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

- resistenze effettive stimate;

$$f_{t,act} = 7257 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{durante la prova si è osservata una crisi a flessione per strappamento dell'acciaio teso, pertanto come resistenza effettiva dell'acciaio si considera la tensione di rottura caratteristica})$$

Resistenza a Flessione:

Applicando la formula predittiva semplificata, riportata nel paragrafo 13.1.3, si ottengono i risultati di seguito riportati:

○ per la parete P1 (4+10+4), considerando le

▪ resistenze di progetto dei materiali si ha:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d = 1.1 \cdot 4696 \cdot 0.9 \cdot 16 = 74385 \text{ daN cm}$$

▪ resistenze effettive dei materiali si ha:

$$M_{R,act} = A_s \cdot f_{t,act} \cdot 0.9 \cdot d = 1.1 \cdot 7257 \cdot 0.9 \cdot 16 = 114951 \text{ daN cm}$$

○ per la parete P2 (4+6+4), considerando le:

▪ resistenze di progetto dei materiali si ha:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot 0.9 \cdot d = 1.1 \cdot 4696 \cdot 0.9 \cdot 12 = 55789 \text{ daN cm}$$

▪ resistenze effettive dei materiali si ha:

$$M_{R,act} = A_s \cdot f_{t,act} \cdot 0.9 \cdot d = 1.1 \cdot 7257 \cdot 0.9 \cdot 12 = 86214 \text{ daN cm}$$

Resistenza a Taglio:

Applicando la formula predittiva semplificata, riportata nel paragrafo 13.1.4, e considerando come tensione tangenziale massima a rottura, τ_u , i valori ricavati nell'ambito dello studio S3, si ottengono i seguenti risultati:

○ per la parete P1 (4+10+4):

$$\tau_u = 1.313 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{R,act} = \tau_u \cdot h_0 \cdot b = 1.313 \cdot 14 \cdot 112 = 2059 \text{ daN}$$

○ per la parete P2 (4+6+4):

$$\tau_u = 1.55 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{R,act} = \tau_u \cdot h_0 \cdot b = 1.55 \cdot 10 \cdot 112 = 1736 \text{ daN}$$

13.3.3 Confronto analitico sperimentale

In Figura 13.7, il diagramma forza-spostamento ottenuto applicando la teoria di Allen è stato confrontato con quello ricavato sperimentalmente.

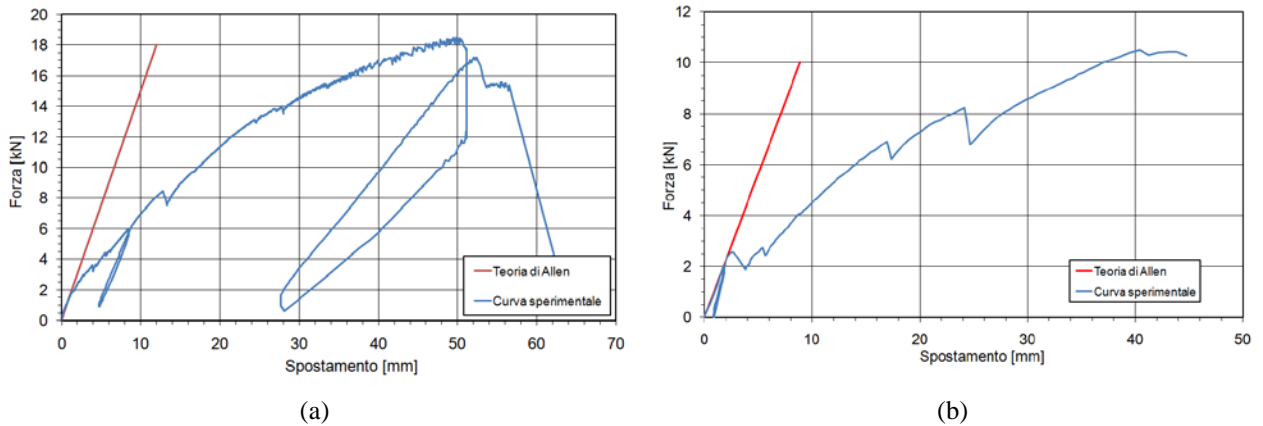


Figura 13.7. Confronto tra i risultati sperimentali e i risultati teorici ottenuti con la teoria di Allen nel caso di facce spesse. (a) Parete 1 (b) Parete 2.

Dai grafici riportati nelle Figura 13.7a e Figura 13.7b si può notare che la teoria di Allen sembra cogliere perfettamente il comportamento sperimentale delle due pareti provate fino a valori di carico applicato che, in aggiunta al peso proprio, corrispondono al raggiungimento del limite elastico lineare delle pareti sandwich Nidyon NYSP provate.

In corrispondenza di tali valori di carico sono stati ricavati, applicando la teoria di Allen (secondo quanto riportato nel paragrafo 13.1.2), i valori e la distribuzione della tensione normale nelle facce in corrispondenza della sezione di mezzeria. Al fine di determinare il reale stato di sollecitazione delle pareti provate, in aggiunta alla forza applicata pari a 250 daN, si è considerato anche il non trascurabile contributo dato dal peso proprio delle pareti stese.

La Figura 13.8 mostra in ascissa i valori di tensione normale così calcolati (tensioni di trazione positive) e in ordinata le coordinate (in cm) della sezione geometrica della parete, assumendo come origine il suo baricentro.

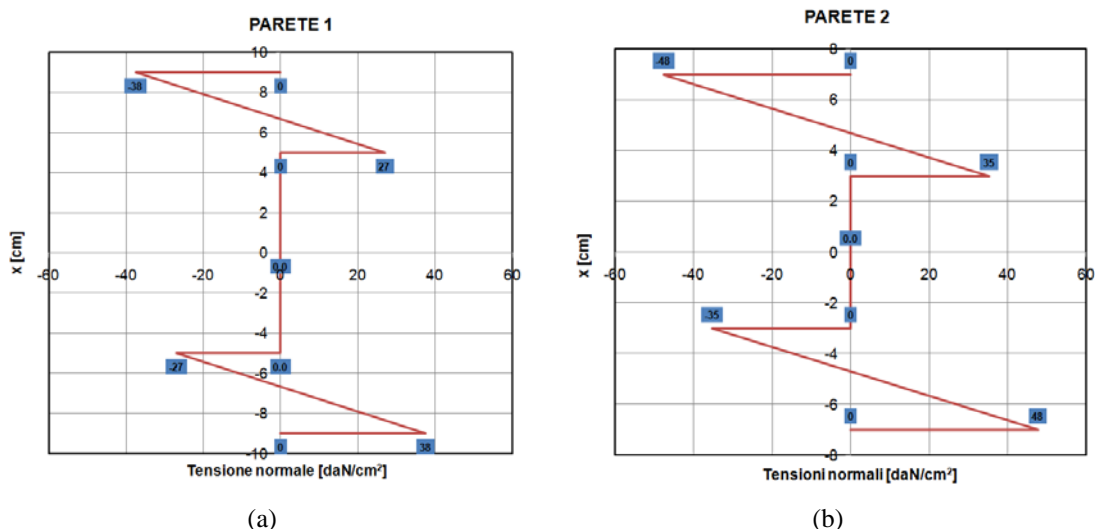


Figura 13.8. Distribuzione e valori della tensione normale nelle facce in corrispondenza della sezione di mezzeria (a) Parete1;(b) Parete2.

Osservando le Figura 13.8a e la Figura 13.8b è possibile notare che quando, in aggiunta al suo peso proprio, si applica alla parete un carico pari a 2.5 kN:

- si raggiunge una tensione normale pari a 38 daN/cm² in zona tesa per la parete 1;
- si raggiunge una tensione normale pari a 48 daN/cm² in zona tesa per la parete 2.

Per entrambe le pareti, i valori della tensione di trazione raggiunti in corrispondenza della fibra più esterna della faccia tesa sono superiori alla resistenza caratteristica a trazione per flessione del calcestruzzo (per $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$, $f_{ctk} = 21.5 \text{ daN/cm}^2$). In altri termini, quando alla parete sandwich, in aggiunta al suo peso proprio, si applica un carico pari a 2.50 kN, il calcestruzzo della faccia tesa si fessura. Questo comporta la perdita di rigidità osservata sperimentalmente (Figura 13.7a e Figura 13.7b).

In Tabella 13-3 i risultati teorici in termini di momento resistente fuori dal piano vengono confrontati con i corrispondenti risultati sperimentali; in particolare si riportano, per le due pareti provate, (i) le resistenze teoriche di progetto M_{Rd} , (ii) le resistenze teoriche effettive $M_{R,act}$, (iii) i corrispondenti risultati sperimentali $M_{D,exp}$.

Tabella 13-3. Confronto tra i risultati ottenuti applicando le formule predittive e i corrispondenti risultati sperimentali.

Momento flettente fuori dal piano			
	M_{Rd}	$M_{R,act}$	$M_{D,exp}$
	[kNm]	[kNm]	[kNm]
Parete P1 (4+10+4)	7.44	11.50	19.45

Parete P2 (4+6+4)	5.58	8.62	11.85
-------------------	------	------	-------

In Tabella 13-4 i risultati teorici in termini di taglio resistente fuori dal piano vengono confrontati con i corrispondenti risultati sperimentali; in particolare si riportano, per le due pareti provate, (i) il taglio resistente teorico, $V_{R,act}$, (ii) il massimo sforzo di taglio agente (sperimentale), V_{Sp} , e (iii) la sovraresistenza rilevata (ossia il rapporto $V_{Sp} / V_{R,act}$).

Tabella 13-4. Confronto tra i risultati ottenuti applicando le formule predittive e i corrispondenti risultati sperimentali.

	Taglio resistente teorico, $V_{R,act}$ [kN]	Taglio resistente sperimentale, V_{exp} [kN]	Sovraresistenze
Parete P1 (4+10+4)	20.59	21.25	+ 3.1%
Parete P2 (4+6+4)	17.36	13.25 1000	- 31%

13.3.4 Osservazioni

Dalle correlazioni analitico sperimentali di cui sopra, è possibile osservare quanto segue:

- sia le resistenze teoriche di progetto M_{Rd} , sia quelle effettive $M_{R,act}$, forniscono valori sensibilmente inferiori rispetto alle resistenze sperimentali $M_{D,exp}$ ottenute. Ciò significa che le formule predittive per la valutazione approssimata della resistenza a flessione fuori dal piano risultano ampiamente cautelative;
- pertanto, le formule predittive sono in grado di cogliere, in maniera sufficientemente cautelativa, il comportamento delle pareti sandwich soggette a flessione fuori dal piano; in particolare:
 - per avere una corretta stima della deformabilità fuori dal piano della parete sandwich in campo elastico lineare, occorre applicare la teoria di Allen;
 - per avere una stima cautelativa della resistenza ultima a flessione e taglio, è possibile adottare le formule approssimate di cui al paragrafo 13.1.3 e 13.1.4.

Tuttavia, tenuto conto che le pareti in esame vengono impiegate all'interno di strutture a comportamento scatolare da cui discendono azioni orizzontali agenti prevalentemente nel piano delle pareti stesse, si ritiene che, in fase progettuale e di verifica, la valutazione del loro comportamento nei confronti di azioni flettenti agenti fuori dal piano possa essere trascurata, perché di non rilevante importanza.

Infatti, nella grande maggioranza dei casi pratici, risulta sufficiente la valutazione della stabilità dell'equilibrio sotto carico assiale ed eccentrico (così come descritto nello studio S1) e delle

massime tensioni tangenziali agenti fuori dal piano (così come descritto nello studio S3), in quanto sono esse a governare la progettazione.

14 Studio “S5” - Valutazione del comportamento sotto azioni eccezionali

Obiettivo del presente lavoro di ricerca è quello di valutare il comportamento delle pareti sandwich nei confronti di azioni eccezionali, quali gli effetti provocati da urti o da carichi appesi di elevata entità.

Il presente studio riguarda la verifica del comportamento locale delle pareti sandwich, per il quale non sono state sviluppate formule predittive specifiche.

Nei paragrafi seguenti, verranno riportate:

1. una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate e dei risultati ottenuti;
2. l'interpretazione dei risultati ottenuti.

14.1 Le prove sperimentali

14.1.1 Generalità

La campagna di prove sperimentali è stata condotta nell'Ottobre 2003 presso l'Istituto per le Tecnologie della Costruzione (ITC) del CNR di S. Giuliano Milanese (Milano).

Le prove sono state ideate e progettate dal Prof. Ing. C. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro (composto dal Prof. Ing. T. Trombetti e dal Dott. Ing. M. G. Dallavalle).

Le prove sono state eseguite sotto il coordinamento del Responsabile del Laboratorio, Geom. Adriano Fantucci.

14.1.2 Caratteristiche degli elementi provati

Le prove sono state eseguite su una struttura a un piano fuori terra (realizzata mediante l'assemblaggio di pareti sandwich Nidyon NYSP), di forma quadrata, costituita da tre pareti portanti (a coprire tre lati) e dal solaio (dimensioni in pianta 330x350 cm; altezza 300 cm). Due delle tre pareti portanti (quelle di larghezza pari a 350 cm) sono cieche, mentre la parete di fondo è dotata di un'apertura di dimensioni 88x130 cm con un'altezza d'imposta pari a 105 cm da terra (Figura 14.1). Il solaio è del tipo a travetti monodirezionali in c.a. gettato in opera entro un cassero a perdere in polistirene Nidyon NYF.

14.1.3 Le modalità di prova

Le prove d'urto sono state condotte secondo il metodo UNI ISO 7892 e TR EOTA 001 (punto A.2 "Muri Esterni") mentre le prove di carico appeso eccentrico sono state condotte secondo la guida ETAG 003. Il campione di prova è stato sottoposto ai diversi tipi di urto e all'applicazione dei carichi eccentrici. In particolare sono state effettuate le seguenti quattro tipologie di prove:

- a) Urto con corpo molle (sacco) da 490 N per la valutazione della resistenza del sistema al danno funzionale;
- b) Urto con corpo molle (sacco) da 490 N per la valutazione della resistenza del sistema al danno strutturale;
- c) Carico verticale eccentrico per la valutazione della resistenza del sistema al danno funzionale e strutturale;
- d) Carico verticale eccentrico per la valutazione della resistenza del sistema al danno strutturale.



Figura 14.1. Schema di prova.

14.1.4 I risultati ottenuti

I risultati ottenuti sono di seguito riassunti in relazione alle quattro tipologie di prove sopra elencate:

a) Urto con corpo molle (sacco) da 490 N per la valutazione della resistenza del sistema al danno funzionale:

Durante la prova (i) non si è verificata la penetrazione del sacco nella faccia del campione sulla quale è avvenuto l'impatto; (ii) non si è verificato alcun danno funzionale tale da influenzare l'idoneità all'uso della parete (come crepe visibili ad occhio nudo, depressioni, protuberanze o simili), infatti non è stata osservata alcuna alterazione di rilievo; (iii) non si è generata alcuna deformazione permanente nella parete: la freccia residua risulta pari a zero.

b) Urto con corpo molle (sacco) da 490 N per la valutazione della resistenza del sistema al danno strutturale:

Durante la prova (i) non si è verificata alcuna alterazione (ii) non si è verificato alcun cedimento degli elementi provati, e quindi la struttura è stata in grado di mantenere intatta la sua integrità meccanica e la sua capacità di sopportare il suo peso proprio; (iii) non si è verificata la penetrazione del sacco nella faccia del campione sulla quale è avvenuto l'impatto; (iv) non si sono verificate proiezioni di parti della parete (anima, faccia esterna o

armatura) sul lato retrostante rispetto a quello colpito, tali da generare bordi taglienti in grado di provocare ferimenti per contatto.

c) Carico verticale eccentrico per la valutazione della resistenza del sistema al danno funzionale:

Durante la prova non si è verificata alcuna alterazione nei punti di fissaggio del carico ed è stata misurata una freccia massima (misurata al raggiungimento di un carico pari a 2000 N) praticamente nulla (pari a 3/100 mm).

d) Carico verticale eccentrico per la valutazione della resistenza del sistema al danno strutturale:

Durante la prova si è verificato un incremento stabile della freccia massima (misurata ad intervalli regolari ed al raggiungimento di un carico pari a 4000 N): infatti non si è verificato alcun incremento della freccia nelle 24 ore successive all'applicazione del carico e nessun cedimento o alterazione in corrispondenza dei punti di fissaggio.

14.2 Interpretazione dei risultati ottenuti e conclusioni

In questa sezione viene fornita l'interpretazione dei risultati delle prove sperimentali condotte.

Prove d'urto (tipologia a e b):

Poiché durante le prove d'urto per la valutazione del danno funzionale e strutturale sono stati ampiamente soddisfatti tutti i criteri di valutazione indicati nel *TR EOTA 001*, è possibile concludere che l'elemento di prova ha conseguito un risultato ampiamente positivo.

Prove con carico verticale eccentrico (tipologia c e d):

Poiché durante le prove di carico verticale eccentrico per la valutazione del danno funzionale e strutturale sono stati ampiamente soddisfatti tutti i criteri di valutazione indicati nel *ETAG 003*, è possibile concludere che l'elemento di prova ha conseguito un risultato ampiamente positivo.

In definitiva, il presente studio ha permesso di stabilire come le pareti sandwich Nidyon NYSP mostrino di essere pienamente idonee a sopportare senza danni gli effetti provocati da urti o da carichi appesi di elevata entità, in conformità alle norme UNI ISO 7892, TR EOTA 001, ETAG 003.

15 Studio “S6” - Caratterizzazione dinamica delle pareti Nidyon NYSP

Obiettivo del presente lavoro di ricerca è quello di ottenere una caratterizzazione dinamica delle strutture a pareti sandwich, in particolare è stata valutata la frequenza propria di vibrazione di due strutture composte rispettivamente da quattro e da due pareti il cui sviluppo longitudinale risultava parallelo alla direzione della forzante applicata.

Nei paragrafi seguenti verranno riportati:

1. una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate;
2. una breve descrizione dei risultati ottenuti.

15.1 Le prove sperimentali

15.1.1 Generalità

La campagna di prove sperimentali è stata condotta ad aprile 2002, presso il Laboratorio Prove Strutture (LAPS) del Dipartimento DISTART dell'Università degli Studi di Bologna.

Le prove sono state ideate e progettate dal Prof. Ing. C. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro (composto dal Prof. Ing. T. Trombetti e dal Dott. Ing. M. G. Dallavalle).

Le prove sono state eseguite sotto il coordinamento del Responsabile del Laboratorio, Prof. Ing. M. Savoia.

15.1.2 Caratteristiche degli elementi provati

Le prove di caratterizzazione dinamica sono state condotte sulle seguenti due strutture:

- la prima (indicata, nel seguito, come *Struttura 1*, Figura 15.1) è composta da una platea di fondazione approssimativamente quadrata (di dimensione 424x500x30) dalla quale spiccano due coppie di pareti sandwich verticali, ciascuna di dimensioni 112x270 cm e spessore complessivo di $4+6+4 = 14$ cm, disposte su due lati opposti. Le quattro pareti costituiscono il sostegno della soletta di copertura (di dimensione 424x500x30).
- la seconda (indicata, nel seguito, come *Struttura 2*, Figura 15.2) è del tutto analoga alla struttura 1 tranne per il fatto che è costituita da due sole pareti sandwich verticali, ciascuna di dimensioni 224x270 cm e spessore complessivo di $4+6+4 = 14$ cm, disposte su due lati opposti.

Nel caso della *Struttura 2* le due pareti di larghezza pari a 224 cm sono state realizzate accostando, uno affianco all'altro, due pannelli modulari standard ciascuno di dimensioni pari a

112 cm. Questi due pannelli modulari non sono stati collegati tra loro in modo da garantire la continuità delle armature orizzontali, in quanto, lo scopo della prova era quello di verificare se, in assenza di continuità tra le armature diffuse orizzontali, le pareti costituite dall'unione di più pannelli modulari standard potessero essere considerate come “*mensole complesse*” così come definite al paragrafo 2.2.3 delle Istruzioni CNR 10025/84.

15.1.3 Modalità di prova

Sulla soletta superiore di entrambe le strutture sono state posizionate delle bobine di barre d'acciaio, ciascuna del peso di circa 12 kN, al fine di aumentare la massa complessiva della struttura; in particolare:

- sulla *Struttura 1* sono state posizionate 4 bobine, mentre
- sulla *Struttura 2* sono state collocate 8 bobine.

In entrambe le strutture la vibrodina è stata collocata sulla soletta superiore e disposta in maniera da applicare forze orizzontali in direzione parallela al piano medio delle pareti.

Per ognuna delle due strutture è stato esplorato un campo di frequenze compreso tra 5 e 25 Hz. La scansione delle frequenze assunta è stata pari a 0.2 Hz.

15.1.4 I risultati ottenuti

In Figura 15.3 e in Figura 15.4 sono riportati, rispettivamente per la *Struttura 1* e per la *Struttura 2*, i diagrammi del modulo dell'inertanza per gli accelerometri (a) A1 e (b) A2. I risultati ottenuti per gli altri accelerometri (da A3 ad A10) mostrano un andamento qualitativamente analogo. Osservando gli andamenti del modulo dell'inertanza è possibile individuare le frequenze proprie di ciascuna struttura in corrispondenza dei picchi del modulo dell'inertanza.

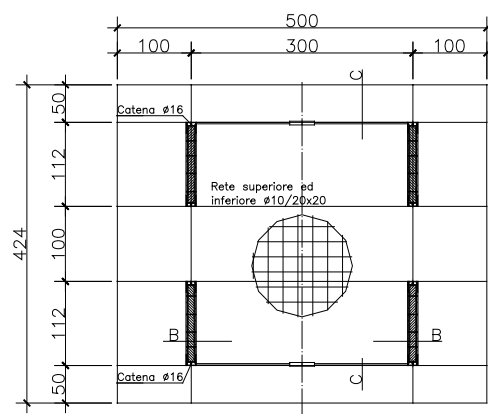


Figura 15.1. Pianta della Struttura 1.

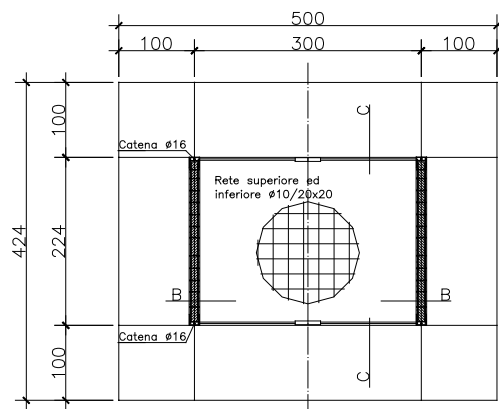


Figura 15.2. Pianta della Struttura 2.

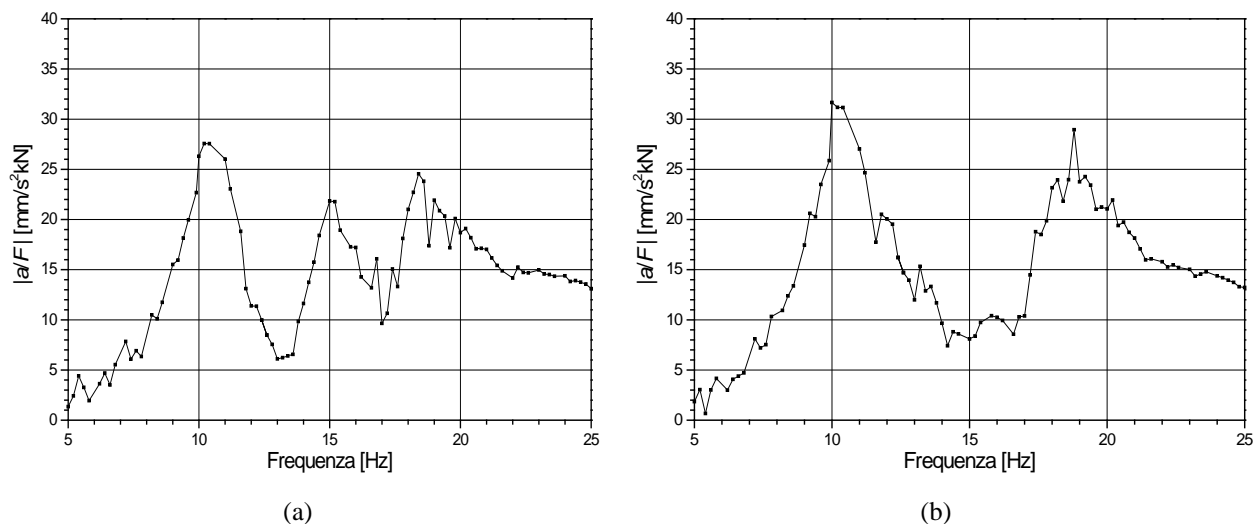


Figura 15.3. Struttura 1 - Diagramma del modulo dell'inertanza per gli accelerometri (a) A1 e (b) A2; gli altri accelerometri (da A3 ad A10) mostrano un andamento qualitativamente analogo.

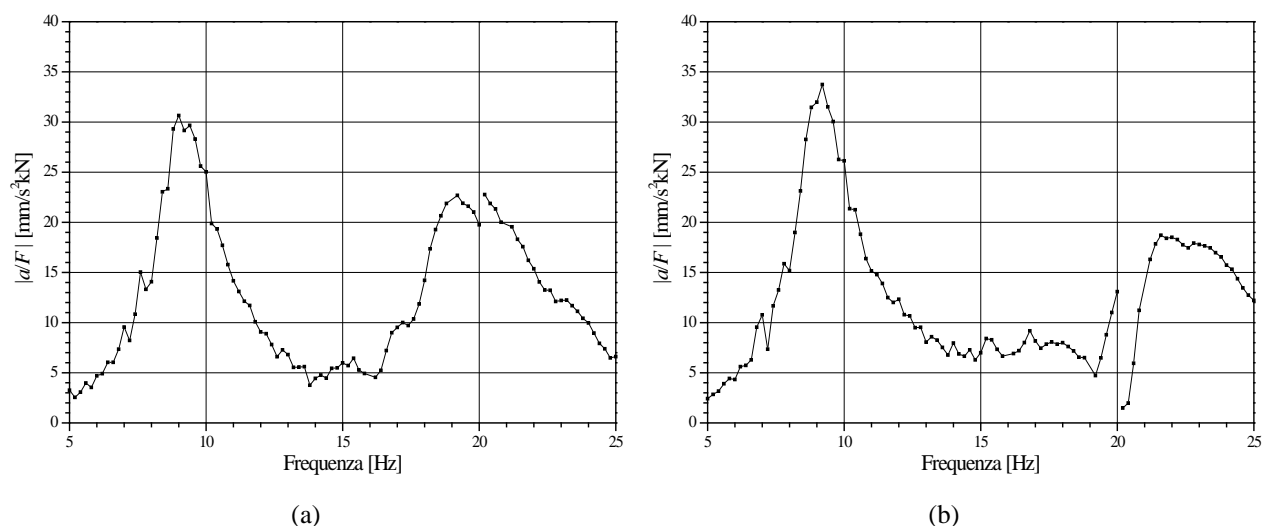


Figura 15.4. Struttura 2 - Diagramma del modulo dell'inertanza per gli accelerometri (a) A1 e (b) A2; gli altri accelerometri (da A3 ad A10) mostrano un andamento qualitativamente analogo.

Dai diagrammi riportati in Figura 15.3 e in Figura 15.4 è possibile osservare che entrambe le strutture sono sostanzialmente caratterizzate dalla stessa frequenza propria.

In particolare, la *Struttura 1* è caratterizzata da una frequenza propria pari a circa 10 Hz (a cui corrisponde un periodo proprio di vibrazione pari a circa 0.1s), mentre la *Struttura 2* è caratterizzata da una frequenza propria pari a circa 9 Hz (a cui corrisponde un periodo proprio di vibrazione pari a circa 0.11s).

Il fatto che entrambe le strutture siano caratterizzate dalle stesse frequenze proprie di vibrazione indica la necessità di ripristinare la continuità delle armature orizzontali in fase di montaggio dei pannelli modulari.

16 Studio “S7” - Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano delle pareti Nidyon NYSP senza aperture

Obiettivo del presente studio è quello di valutare il comportamento delle pareti sandwich nei confronti di azioni ciclico-dinamiche agenti nel piano. Tale obiettivo è stato perseguito

- attraverso l'esecuzione e interpretazione di quattro prove sperimentali effettuate su pareti in scala reale senza aperture, soggette ad azioni orizzontali ciclico-dinamiche,
- attraverso il confronto fra i risultati sperimentali ottenuti e la loro controparte teorica, valutata mediante l'utilizzo di specifiche formule predittive.

Nei paragrafi seguenti, verranno riportate:

1. le formule predittive per la valutazione teorica del comportamento nei confronti di azioni ciclico-dinamiche;
2. una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate e dei risultati ottenuti;
3. il confronto analitico-sperimentale tra i risultati teorici ottenuti mediante le formule predittive e i corrispondenti risultati sperimentali.
4. le osservazioni sui risultati dello studio, evidenziando in particolare come le formule predittive adottate mostrino di essere in grado di cogliere il comportamento osservato sperimentalmente e possano quindi essere legittimamente utilizzate nella progettazione.

Si fa presente che le formule predittive per la valutazione teorica della resistenza a flessione e della duttilità (riportate nei successivi paragrafi 16.1.2, 16.1.3.1, 16.1.3.2) erano state messe a punto nell'ambito della Tesi di Dottorato del Dott. Ing. Daniele Malavolta intitolata “*Strutture a pareti portanti in c.a. caratterizzate da elevate prestazioni sismiche*”. Le formule predittive per la valutazione teorica della rigidezza delle pareti (riportate nel successivo paragrafo 16.1.3.2) sono state invece messe a punto dall'autrice nell'ambito di questa Tesi di Dottorato. Le formule predittive per la valutazione della resistenza al taglio e allo scorrimento sono le classiche formulazioni previste dalle normative che sono state specializzate per il caso specifico delle pareti sandwich nell'ambito di questa Tesi di Dottorato.

16.1 Formule predittive di riferimento

In questa sezione vengono riportate le formule predittive per la valutazione del comportamento delle pareti ad armatura diffusa (come le pareti sandwich) nei confronti di azioni ciclico-dinamiche agenti nel piano. In particolare, vengono riportate:

1. le formule analitiche per la valutazione del comportamento a livello di sezione, che consentono di determinare le caratteristiche in termini di resistenza e deformazione di una sezione rettangolare in c.a. ad armatura diffusa soggetta a pressoflessione;
2. le formule analitiche per la valutazione del comportamento a livello di elemento (i.e. singola parete); nello specifico, si determineranno le caratteristiche meccaniche in termini di resistenza, rigidità, deformabilità, duttilità cinematica e capacità dissipative di una parete in c.a. ad armatura diffusa nello schema statico a mensola;
3. le formule analitiche per la valutazione della resistenza al taglio di una parete in c.a. ad armatura diffusa;
4. le formule analitiche per la valutazione della resistenza allo scorrimento alla base di una parete in c.a. ad armatura diffusa.

Tali formule di previsione teorica sono state messe a punto sulla base delle classiche ipotesi valide per gli elementi in c.a. tradizionali e in accordo con quanto previsto dalle principali normative vigenti (D.M. 14/01/2008 ed Eurocodici) e da documenti tecnici di comprovata validità.

16.1.1 Inquadramento del problema

Si consideri una parete in c.c.a. resistente alle azioni orizzontali. In generale, questa è caratterizzata da un legame costitutivo forza-spostamento sperimentale che si può idealizzare in un legame elasto-plastico come quello rappresentato in Figura 16.1.

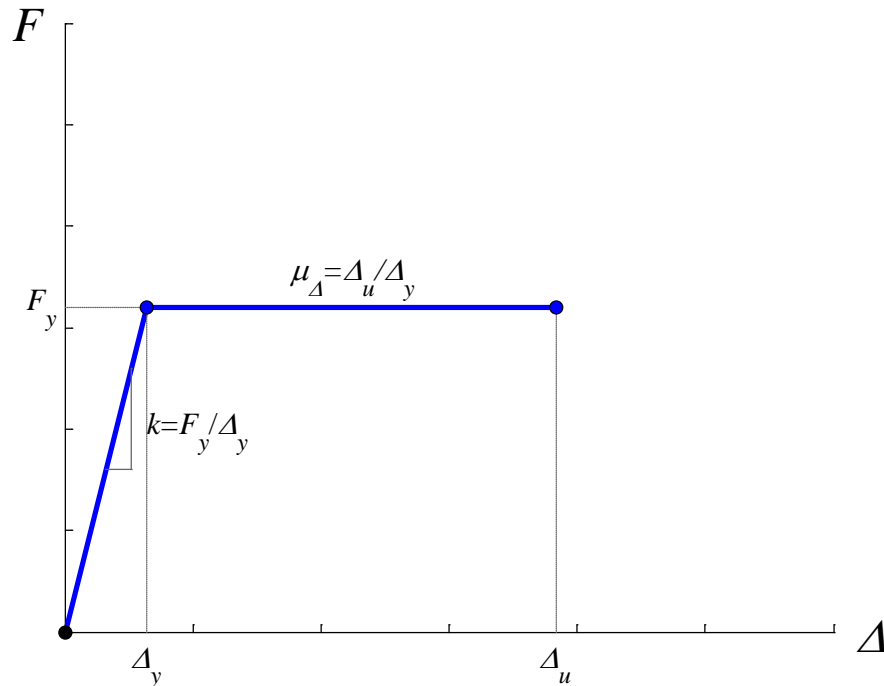


Figura 16.1. Legame costitutivo $F - \Delta$ elasto-plastico di una singola parete in c.c.a. resistente alle azioni orizzontali.

dove:

- k = rigidezza (secante a snervamento) della parete;
- F_y = forza di snervamento della parete;
- Δ_y = spostamento allo snervamento della parete;
- Δ_u = spostamento ultimo della parete;
- μ_d = duttilità cinematica (in termini di spostamenti) della parete.

Di questi cinque parametri, tre sono quelli indipendenti necessari per definire univocamente il comportamento sismico della singola parete. Comunemente si identificano come variabili indipendenti le tre grandezze seguenti (Paulay & Priestley 1992 pag. 10, Petrini, Pinho & Calvi 2004 pag. 50):

- rigidezza (secante a snervamento) = pendenza della risposta elastica idealizzata $k = \frac{F_y}{\Delta_y}$,

ovvero quella quantità che mette in relazione carichi e spostamenti dell'elemento strutturale in campo elastico lineare;

- resistenza (forza di snervamento) = massima forza F_y che l'elemento strutturale può sopportare rimanendo approssimativamente in campo elastico;

- capacità duttile dell'elemento = rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento $\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$.

Gli altri due parametri si possono poi esprimere in funzione di questi:

$$\Delta_y = \frac{F_y}{k} \quad (16.1)$$

$$\Delta_u = \Delta_y \cdot \mu_{\Delta} \quad (16.2)$$

L'obiettivo generale di questo lavoro di ricerca consiste nella previsione teorica del legame costitutivo forza-spostamento di pareti in c.c.a. (e quindi delle cinque grandezze: k , F_y , Δ_y , Δ_u e μ_{Δ}) caratterizzati da:

- (1) un'armatura diffusa sia in orizzontale (ρ_o) che in verticale ($\rho = \rho_v$);
- (2) percentuale di armatura orizzontale (ρ_o) sufficientemente elevata al fine di evitare rotture per taglio della parete;
- (3) percentuale di armatura verticale ($\rho = \rho_v$) e tassi di lavoro per carichi assiali (ν) sufficientemente ridotti tali da indurre una rottura lato acciaio della parete.

Nel seguito si farà riferimento a pareti aventi queste caratteristiche specifiche come a “pareti ad armatura diffusa”. Le pareti realizzate secondo il metodo costruttivo Nidyon rientrano in questa categoria.

Ai fini della previsione teorica del legame costitutivo di pareti aventi queste caratteristiche risulta conveniente (a differenza di quanto comunemente fatto in letteratura e richiamato nella sezione precedente) considerare come variabili indipendenti le tre grandezze seguenti:

- resistenza = forza di snervamento del pannello F_y ;
- spostamento allo snervamento Δ_y ;
- capacità duttile dell'elemento = rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento allo snervamento $\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$.

Pertanto i singoli obiettivi specifici consistono nella previsione teorica delle tre grandezze: F_y , Δ_y e μ_{Δ} . Le altre due grandezze si possono poi esprimere in funzione di questi come:

$$k = \frac{F_y}{\Delta_y} \quad (16.3)$$

$$\Delta_u = \Delta_y \cdot \mu_{\Delta} \quad (16.4)$$

16.1.2 Analisi della sezione

Al fine di determinare le proprietà strutturali di pareti ad armatura diffusa caratterizzati da una rottura duttile lato acciaio, risulta dapprima necessario analizzare il comportamento a livello di sezione.

16.1.2.1 Ipotesi per la modellazione

Nel caso di situazioni progettuali sismiche, per la valutazione delle capacità prestazionali ultime delle sezioni di pareti in c.c.a. nei confronti di sollecitazioni di sforzo normale e flessione, si adottano le seguenti ipotesi:

1. conservazione delle sezioni piane;
2. resistenza a trazione del calcestruzzo nulla (condizioni fessurate);
3. perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
4. legami costitutivi convenzionali sia per il calcestruzzo (diagramma parabola-rettangolo con tensione massima del calcestruzzo compresso pari a f_c , deformazione del calcestruzzo compresso al primo raggiungimento della tensione massima pari a $\varepsilon_{c2} = 2^0/_{00}$ e deformazione massima del calcestruzzo compresso pari a $\varepsilon_{cu} = 3.5^0/_{00}$, non tenendo conto del confinamento) che per l'acciaio (diagramma elasto-plastico di Prandtl con tensione di snervamento pari a f_y , modulo elastico pari ad E_s , deformazione di snervamento pari a

$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s}$ e deformazione massima della armatura tesa pari a ε_{sum} di cui al paragrafo

16.1.3.3.9).

Nel caso specifico delle pareti sandwich, le resistenze nel piano vengono calcolate considerando le ipotesi sopra riportate e facendo riferimento ad una sezione rettangolare di altezza, h (pari alla larghezza della parete) e di spessore $b = 4 \text{ cm} + 4 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$ (pari alla somma degli spessori dei due strati esterni in c.a.) e armatura diffusa (reti elettrosaldate $\phi 2.5 \text{ mm}$ maglia $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$) trattata al "continuo".

La verifica della validità di tale assunzione è uno dei principali obiettivi della campagna di sperimentazione descritta e interpretata nei successivi paragrafi 16.2 e 16.3 del presente capitolo.

16.1.2.2 Stati di deformazione della sezione corrispondenti a stati di sollecitazione di sforzo normale e flessione (stati che danno luogo a tensioni normali)

Il diagramma dei campi di rottura per una sezione di calcestruzzo armato soggetta a sforzo normale e flessione rappresenta tutte le possibili configurazioni di deformazioni a rottura della

sezione. Lo studio della sezione, condotto a partire dal diagramma dei campi di rottura consente di identificare il tipo di rottura della sezione ed i valori ultimi di sforzo normale e momento flettente.

In virtù delle specificità (vedi punti (1) e (3) all’inizio del paragrafo 16.1.2.1) delle pareti in c.c.a. ad armatura diffusa considerati e delle ipotesi elencate nel paragrafo precedente, risulta necessario “rivedere” ed “adattare” i campi di rottura tradizionali (vedi Figura 16.2).

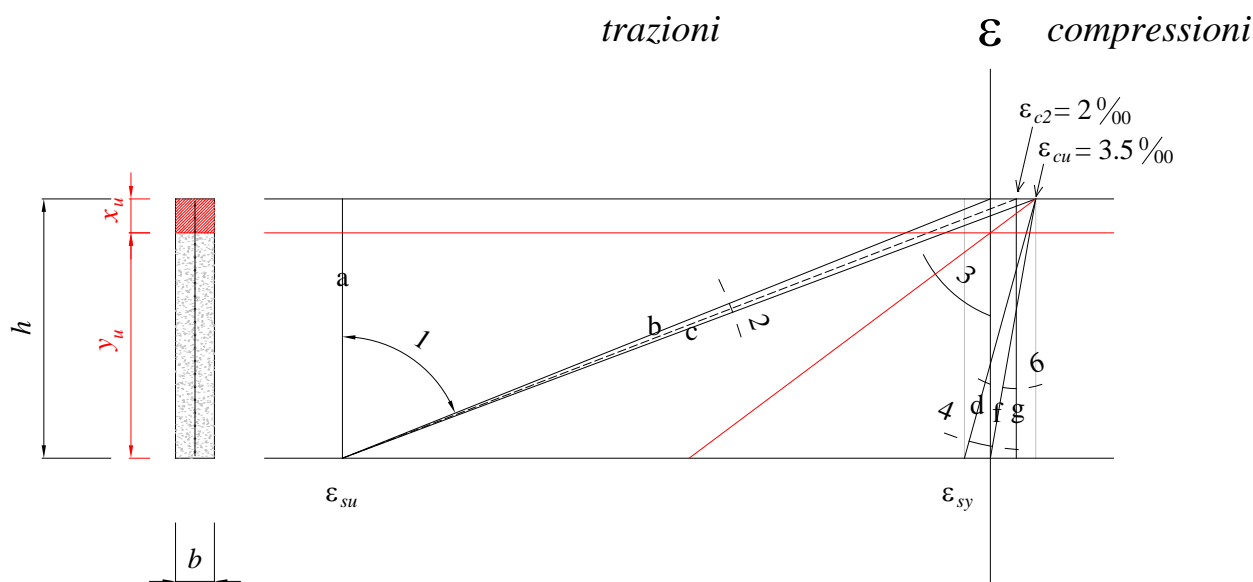


Figura 16.2. Diagramma dei campi di rottura nel caso di pannelli ad armatura diffusa per situazioni progettuali sismiche e generica configurazione di rottura (in rosso) con indicazione della posizione dell’asse neutro in condizioni ultime (x_u ed y_u). Si noti che in generale: $\varepsilon_{su} = 67.5 \text{‰}$ e $\varepsilon_{sy} \cong 1 \text{‰}$.

Con riferimento alla Figura 16.2, nel caso di pareti ad armatura diffusa per situazioni progettuali sismiche, è possibile identificare i seguenti campi di rottura:

- CAMPO 1 (tra rette “a” e “b”): sezione interamente tesa, corrispondente ad uno stato di sollecitazione di trazione semplice o composta. La rottura di tipo duttile avviene per eccessiva deformazione dell’acciaio;
- CAMPO 2 (tra rette “b” e “c”): sezione in parte tesa e in parte compressa, corrispondente ad uno stato di sollecitazione di flessione semplice o composta. La rottura della sezione è di tipo duttile per eccesso di deformazione dell’acciaio, quando il calcestruzzo non ha ancora raggiunto il suo valore di deformazione ultima. All’interno del campo 2 è possibile distinguere i campi 2a e 2b in funzione del valore di deformazione massima raggiunta dal calcestruzzo:
 - CAMPO 2a: il calcestruzzo presenta un valore di deformazione massima $\varepsilon_{c,max} < \varepsilon_{c2} = 2 \text{‰}$ e si presenta quindi ancora sufficientemente riposato; in questo

campo è ragionevole adottare, per il calcestruzzo compresso, un legame costitutivo di tipo triangolare;

- CAMPO 2b: il calcestruzzo presenta un valore di deformazione massima $\varepsilon_{c2} = 2.0 / 00 \leq \varepsilon_{c,max} \leq \varepsilon_{cu} = 3.5 / 00$ e incomincia ad essere più sollecitato; in questo campo è ragionevole adottare, per il calcestruzzo compresso, un legame costitutivo di stress-block;
- CAMPO 3 (tra rette “c” e “d”): sezione in parte tesa e in parte compressa, corrispondente ad uno stato di sollecitazione di flessione semplice o composta. La rottura della sezione è di tipo fragile per eccesso di deformazione nel calcestruzzo compresso, ma avviene solo dopo che l'acciaio teso si è snervato che fornisce in tal modo un preavviso. In questo campo è ragionevole adottare, per il calcestruzzo compresso, un legame costitutivo di stress-block;
- CAMPO 4 (tra rette “d” ed “f”): sezione in parte tesa e in parte compressa, corrispondente ad uno stato di sollecitazione di flessione semplice o composta. Il calcestruzzo si schiaccia quando l'armatura tesa è ancora in campo elastico (il calcestruzzo è pienamente utilizzato, l'acciaio è poco sfruttato) e pertanto la rottura della sezione è di tipo fragile per eccesso di deformazione del calcestruzzo e senza alcun preavviso. In questo campo è ragionevole adottare, per il calcestruzzo compresso, un legame costitutivo di stress-block;
- CAMPO 6 (tra rette “f” e “g”): sezione interamente compressa, corrispondente ad uno stato di sollecitazione di pressoflessione con piccole eccentricità o compressione semplice. L'asse neutro cade fuori dalla sezione e la rottura di tipo fragile avviene per schiacciamento del calcestruzzo.

Si noti come, a differenza delle sezioni in c.a. caratterizzate da armatura concentrata, il CAMPO 5 venga a mancare (la retta “e” viene a coincidere con la retta “f”), o meglio ad essere inglobato nel CAMPO 4.

Questi campi di rottura sono identificabili valutando la posizione dell'asse neutro.

In questo lavoro di ricerca, in virtù delle specificità delle pareti in c.c.a. ad armatura diffusa considerate, si identifica la posizione dell'asse neutro come distanza y dell'asse neutro dalla fibra esterna di calcestruzzo teso. Essa è legata alla definizione classica della posizione dell'asse neutro come distanza x dell'asse neutro dalla fibra esterna più compressa di calcestruzzo mediante la formula seguente:

$$y = h - x \quad (16.5)$$

dove h rappresenta l'altezza della sezione rettangolare.

In condizioni ultime (a rottura), con ovvio significato dei simboli, si usa la notazione seguente con il pedice u :

$$y_u = h - x_u \quad (16.6)$$

Una volta nota la distanza y_u , i campi di rottura sono identificabili come segue:

- CAMPO 1: $\frac{y_u}{h} \geq 1$
- CAMPO 2: $\frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}} \leq \frac{y_u}{h} \leq 1$
 - CAMPO 2a: $\frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{c2}} \leq \frac{y_u}{h} \leq 1$
 - CAMPO 2b: $\frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}} \leq \frac{y_u}{h} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{c2}}$
- CAMPO 3: $\frac{\varepsilon_{sy}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \leq \frac{y_u}{h} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}}$
- CAMPO 4: $0 \leq \frac{y_u}{h} \leq \frac{\varepsilon_{sy}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}}$
- CAMPO 6: $\frac{y_u}{h} \leq 0$

16.1.2.3 Trattazione “al continuo” della “armatura diffusa” verticale

Si consideri una sezione in c.c.a. di forma rettangolare $b \times h$ caratterizzata da una serie di barre verticali di armatura tutte dello stesso diametro ed equidistanti tra loro (sezione ad armatura diffusa), come quella rappresentata in Figura 16.3.

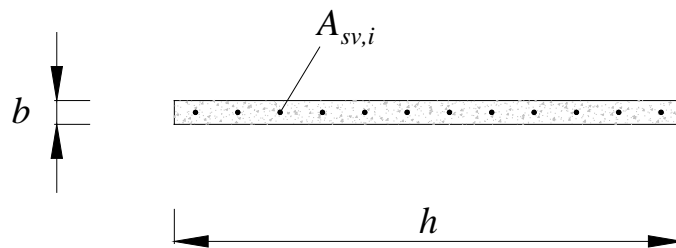


Figura 16.3. Sezione in c.c.a. di forma rettangolare $b \times h$ caratterizzata da una serie di barre verticali di armatura tutte dello stesso diametro ed equidistanti tra loro (sezione ad armatura diffusa).

Possiamo assimilare la serie di barre verticali di armatura tutte dello stesso diametro ed equidistanti tra loro ad un’armatura diffusa lungo l’altezza h della sezione (trattazione al continuo di una grandezza discreta), introducendo la percentuale geometrica di armatura ρ come segue:

$$\rho = \frac{A_{sv,tot}}{b \cdot h} \quad (16.7)$$

dove:

$$A_{sv,tot} = \sum_{i=1}^{n_{barre}} A_{sv,i} = n_{barre} \cdot A_{sv,i} \quad (16.8)$$

rappresenta l'area totale di armatura longitudinale della sezione (verticale per una parete soggetta a forza orizzontale) data dalla somma delle aree delle n_{barre} singole barre $A_{sv,i}$.

Sostituendo la (16.8) nella (16.7) si ottiene:

$$\rho = \frac{n_{barre} \cdot A_{sv,i}}{b \cdot h} \quad (16.9)$$

ed indicando con

$$\Delta h = \frac{h}{n_{barre}} \quad (16.10)$$

si ha:

$$\rho = \frac{A_{sv,i}}{b \cdot \Delta h} \quad (16.11)$$

e quindi:

$$A_{sv,i} = \rho \cdot b \cdot \Delta h \quad (16.12)$$

Pertanto, considerando un tratto Δh infinitesimo ($\Delta h \rightarrow dh$), si ottiene la “formulazione al continuo” seguente per l'area di armatura diffusa verticale:

$$dA_{sv} = \rho \cdot b \cdot dh \quad (16.13)$$

16.1.2.4 Determinazione della posizione dell'asse neutro

In questo capitolo, si presentano gli sviluppi analitici necessari per la determinazione della posizione dell'asse neutro (identificata come distanza y) per una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da una distribuzione uniforme di barre di armatura (tutte dello stesso diametro ed equidistanti tra loro) lungo l'altezza h della sezione:

- in condizioni di “primo snervamento”, indicando, in tal caso, la posizione dell'asse neutro con la notazione y_{y1} ;
- in condizioni di “snervamento sostanziale”, indicando, in tal caso, la posizione dell'asse neutro con la notazione y_{ys} ;

- in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, quando questo è molto sollecitato (campi 2b, 3 e 4), indicando, in tal caso, la posizione dell'asse neutro con la notazione $y_{u, sb}$;
- in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, quando questo è ancora sufficientemente riposato (campo 2a: deformazione massima del calcestruzzo $\varepsilon_{c, max} < \varepsilon_{c2} = 2^0 /_{00}$), indicando, in tal caso, la posizione dell'asse neutro con la notazione $y_{u, tr}$.

In tutti gli sviluppi analitici seguenti si trascura il contributo dell'acciaio compresso.

16.1.2.4.1 Determinazione della posizione dell'asse neutro y_{y1} in condizioni di “primo snervamento”

La posizione dell'asse neutro y_{y1} può essere calcolata imponendo l'equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.c.a. nell'istante in cui si raggiunge il primo snervamento delle armature poste sulla fibra più esterna della sezione:

$$R_c - R_s = N \quad (16.14)$$

dove R_c rappresenta la risultante delle tensioni di compressione agenti sul calcestruzzo, R_s rappresenta la risultante delle tensioni di trazione agenti sulle armature, ed N rappresenta lo sforzo normale di compressione esterno agente sulla sezione.

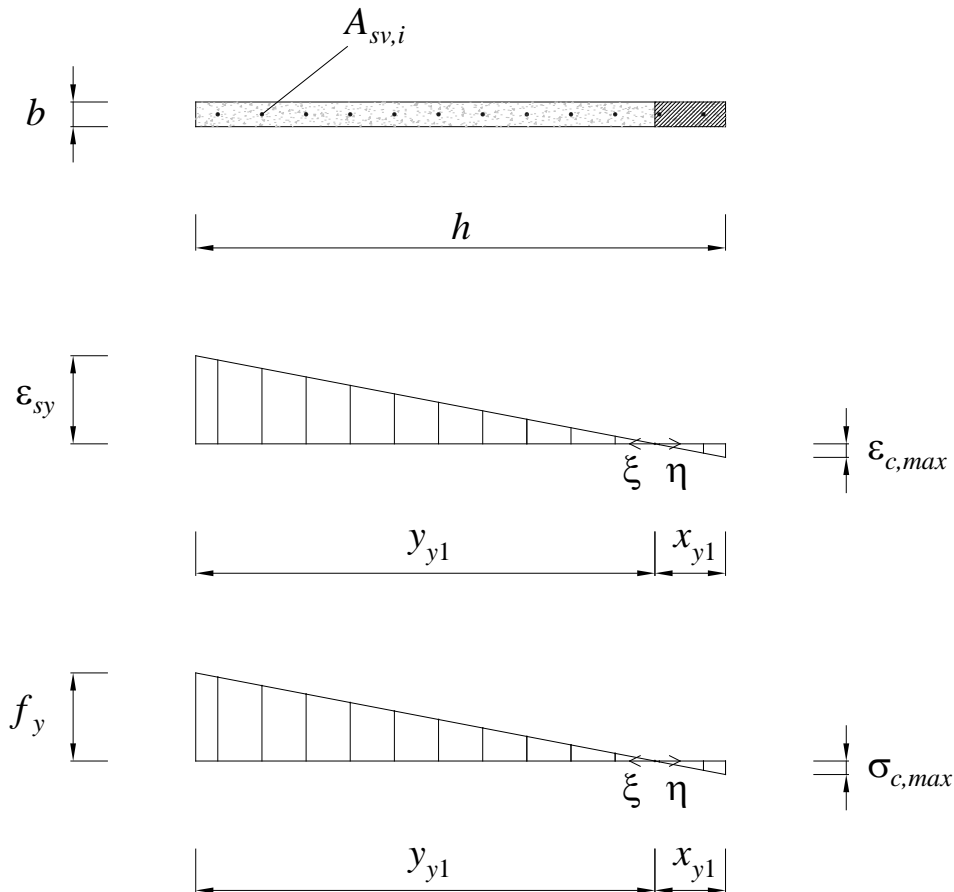


Figura 16.4. Diagramma delle deformazioni ε e delle tensioni σ in condizioni di “primo snervamento” per una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da armatura diffusa.

Con riferimento alla Figura 16.4, per l’ipotesi di conservazione delle sezioni piane si ha una distribuzione lineare delle deformazioni di trazione:

$$\varepsilon_s(\xi) = \frac{\xi}{y_{y1}} \varepsilon_{sy} \quad \text{per } 0 \leq \xi \leq y_{y1} \quad (16.15)$$

dove ε_{sy} è la deformazione di snervamento raggiunta dall’armatura più esterna della sezione e ξ è un’ascissa locale con origine sull’asse neutro e con valori crescenti verso la fibra esterna più tesa della sezione.

Per l’ipotesi di conservazione delle sezioni piane si ha una distribuzione lineare delle deformazioni di compressione:

$$\varepsilon_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{y1}} \varepsilon_{c,max} \quad \text{per } 0 \leq \eta \leq x_{y1} = h - y_{y1} \quad (16.16)$$

dove $\varepsilon_{c,max}$ è la deformazione massima di compressione che si verifica nella fibra più esterna di calcestruzzo compresso, che per la conservazione delle sezioni piane vale:

$$\varepsilon_{c,\max} = \frac{x_{y1}}{y_{y1}} \varepsilon_{sy} \quad (16.17)$$

e η è un'ascissa locale con origine sull'asse neutro e con valori crescenti verso la fibra esterna più compressa della sezione (stessa origine, stessa direzione ma verso opposto rispetto a ξ).

Adottando un legame elastico lineare (all'atto dell'incipiente snervamento della armatura) si ottengono le seguenti distribuzioni di tensione:

$$\sigma_s(\xi) = \frac{\xi}{y_{y1}} \varepsilon_{sy} E_s \quad (16.18)$$

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{y1}} \varepsilon_{c,\max} E_c \quad (16.19)$$

La (16.18), in virtù della (20.95), diventa:

$$\sigma_s(\xi) = \frac{\xi}{y_{y1}} f_y \quad (16.20)$$

e la (16.19), in virtù della (20.95) e della (16.17), diventa:

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{y1}} \frac{x_{y1}}{y_{y1}} \varepsilon_{ys} E_c = \frac{\eta}{y_{y1}} \frac{f_y}{E_s} E_c = \frac{\eta}{y_{y1}} \frac{f_y}{n} \quad (16.21)$$

dove $n = \frac{E_s}{E_c}$ è il coefficiente di omogeneizzazione.

Integrando le distribuzioni di tensione di trazione e di compressione si ottengono rispettivamente le risultanti di trazione e compressione agenti sulla sezione:

$$R_s = \int_0^{y_{y1}} \sigma_s(\xi) dA_{sv} = \int_0^{y_{y1}} \frac{\xi}{y_{y1}} f_y \rho b d \xi = \frac{f_y \rho b}{y_{y1}} \int_0^{y_{y1}} \xi d\xi = \frac{f_y \rho b}{y_{y1}} \frac{y_{y1}^2}{2} = \frac{\rho b}{2} y_{y1} f_y \quad (16.22)$$

$$\begin{aligned} R_c &= \int_0^{x_{y1}} b \sigma_c(\eta) d\eta = \int_0^{x_{y1}} b \frac{\eta}{y_{y1}} \frac{f_y}{n} d\eta = \frac{b}{y_{y1}} \frac{f_y}{n} \int_0^{x_{y1}} \eta d\eta = \frac{b}{y_{y1}} \frac{f_y}{n} \frac{x_{y1}^2}{2} = \frac{b x_{y1}^2}{2 y_{y1}} \frac{f_y}{n} = \\ &= \frac{b (h - y_{y1})^2}{2 y_{y1}} \frac{f_y}{n} \end{aligned} \quad (16.23)$$

dal momento che $x_{y1} = h - y_{y1}$.

L'equazione (16.14) di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.c.a. nell'istante in cui si raggiunge lo snervamento delle armature poste sulla fibra più esterna della sezione fornisce allora:

$$\frac{b(h-y_{y1})^2}{2y_{y1}} \frac{f_y}{n} - \frac{\rho b y_{y1}}{2} f_y = N \quad (16.24)$$

che si può riscrivere come:

$$\frac{(h-y_{y1})^2}{y_{y1}} - n\rho y_{y1} = \frac{2Nn}{f_y b} \quad (16.25)$$

$$(h-y_{y1})^2 - n\rho y_{y1}^2 - \frac{2Nn}{f_y b} y_{y1} = 0 \quad (16.26)$$

$$h^2 - 2hy_{y1} + y_{y1}^2 - n\rho y_{y1}^2 - \frac{2Nn}{f_y b} y_{y1} = 0 \quad (16.27)$$

$$y_{y1}^2(1-n\rho) - 2y_{y1} \left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) + h^2 = 0 \quad (16.28)$$

che, risolta, fornisce:

$$y_{y1} = \frac{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) \pm \sqrt{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right)^2 - h^2(1-n\rho)}}{(1-n\rho)} \quad (16.29)$$

dove assume significato fisico solo la soluzione con il segno negativo (-):

$$y_{y1} = \frac{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) - \sqrt{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right)^2 - h^2(1-n\rho)}}{(1-n\rho)} \quad (16.30)$$

Nel caso particolare di assenza di sforzo normale di compressione ($N=0$, caso di flessione semplice), la (16.30) si semplifica nella seguente:

$$y_{y1} = \frac{h}{1+\sqrt{n\rho}} \quad (16.31)$$

16.1.2.4.2 Determinazione della posizione dell'asse neutro y_{ys} in condizioni di "snervamento sostanziale"

Nel paragrafo precedente, con una trattazione al continuo delle armature equidistanti, si è assunto che la sezione si presenta in condizioni di primo snervamento quando si raggiunge il valore di deformazione ε_{sy} allo snervamento dell'acciaio in corrispondenza della fibra tesa più esterna della sezione.

Per valutare invece la posizione dell'asse neutro y_{ys} in condizioni di “snervamento sostanziale”, è necessario tenere conto del fatto che la deformazione ε_{sy} deve “penetrare”, per un tratto δy , all'interno della sezione della parete, per lo meno fino alla 1° barra, se non fino a qualche fila di barre (per es. fino alla 3° barra, come rappresentato in Figura 16.5).

In generale, la penetrazione δy può essere assunta pari a:

$$\delta y = 1 \div 5 \frac{h}{n_{barre}} \cong 3 \frac{h}{n_{barre}} \quad (16.32)$$

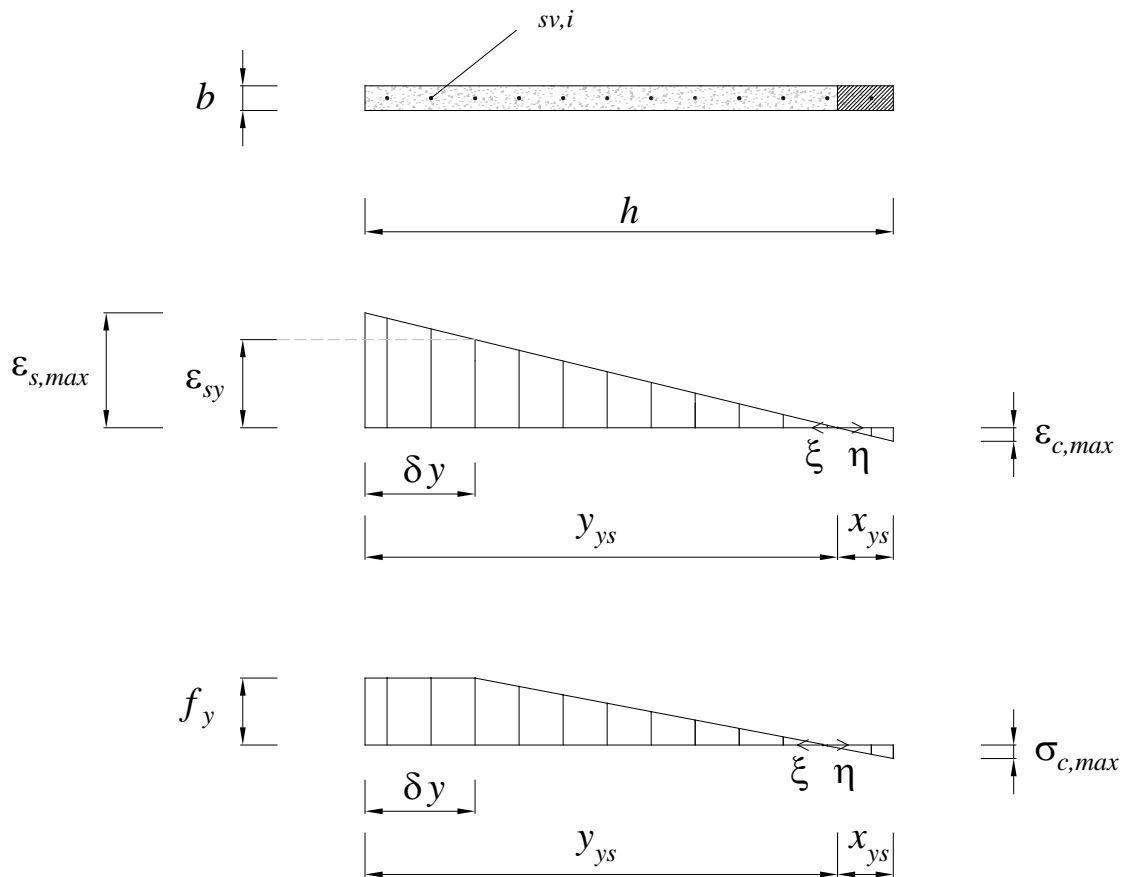


Figura 16.5. Diagramma delle deformazioni ε e delle tensioni σ in condizioni di “snervamento sostanziale” (con penetrazione della deformazione ε_{sy} all'interno della sezione della parete per un tratto δy) per una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da armatura diffusa.

Con riferimento alla Fig. 5, per l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane si ha una distribuzione lineare delle deformazioni di trazione:

$$\varepsilon_s(\xi) = \frac{\xi}{y_{ys}} \varepsilon_{s,max} \quad \text{per } 0 \leq \xi \leq y_{ys} \quad (16.33)$$

dove $\varepsilon_{s,max} > \varepsilon_{sy}$ è la deformazione massima raggiunta dall'armatura più esterna della sezione, che per la conservazione delle sezioni piane vale

$$\varepsilon_{s,\max} = \frac{y_{ys}}{y_{ys} - \delta y} \varepsilon_{sy} \quad (16.34)$$

e ξ è un'ascissa locale con origine sull'asse neutro e con valori crescenti verso la fibra esterna più tesa della sezione.

Per l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane si ha una distribuzione lineare delle deformazioni di compressione:

$$\varepsilon_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{ys}} \varepsilon_{c,\max} \quad \text{per } 0 \leq \eta \leq x_{ys} = h - y_{ys} \quad (16.35)$$

dove $\varepsilon_{c,\max}$ è la deformazione massima di compressione che si verifica nella fibra più esterna di calcestruzzo compresso, che per la conservazione delle sezioni piane vale:

$$\varepsilon_{c,\max} = \frac{x_{ys}}{y_{ys} - \delta y} \varepsilon_{sy} \quad (16.36)$$

e η è un'ascissa locale con origine sull'asse neutro e con valori crescenti verso la fibra esterna più compressa della sezione (stessa origine, stessa direzione ma verso opposto rispetto a ξ).

Adottando un legame costitutivo elastico perfettamente plastico per l'acciaio delle armature si ottengono le seguenti distribuzioni di tensione:

$$\sigma_s(\xi) = \begin{cases} \frac{\xi}{y_{ys}} \varepsilon_{s,\max} E_s & \text{per } 0 \leq \xi \leq y_{ys} - \delta y \\ f_y & \text{per } y_{ys} - \delta y \leq \xi \leq y_{ys} \end{cases} \quad (16.37)$$

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{ys}} \varepsilon_{c,\max} E_c \quad (16.38)$$

La (16.37), in virtù della (16.34), diventa:

$$\sigma_s(\xi) = \begin{cases} \frac{\xi}{y_{ys} - \delta y} f_y & \text{per } 0 \leq \xi \leq y_{ys} - \delta y \\ f_y & \text{per } y_{ys} - \delta y \leq \xi \leq y_{ys} \end{cases} \quad (16.39)$$

e la (16.38), in virtù della (16.36), diventa:

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{ys}} \frac{x_{ys}}{y_{ys} - \delta y} \varepsilon_{sy} E_c = \frac{\eta}{y_{ys} - \delta y} \frac{f_y}{E_s} E_c = \frac{\eta}{y_{ys} - \delta y} \frac{f_y}{n} \quad (16.40)$$

dove $n = \frac{E_s}{E_c}$ è il coefficiente di omogeneizzazione.

Integrando le distribuzioni di tensione di trazione e di compressione si ottengono rispettivamente le risultanti di trazione e compressione agenti sulla sezione:

$$\begin{aligned}
 R_s &= \int_0^{y_{ys}} \sigma_s(\xi) dA_{sv} = \\
 &= \int_0^{y_{ys}-\delta y} \frac{\xi}{y_{ys}-\delta y} f_y dA_{sv} + \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} f_y dA_{sv} = \\
 &= \int_0^{y_{ys}-\delta y} \frac{\xi}{y_{ys}-\delta y} f_y \rho b d\xi + \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} f_y \rho b d\xi = \\
 &= \frac{f_y \rho b}{y_{ys}-\delta y} \int_0^{y_{ys}-\delta y} \xi d\xi + f_y \rho b \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} d\xi = \\
 &= \frac{f_y \rho b}{y_{ys}-\delta y} \frac{(y_{ys}-\delta y)^2}{2} + f_y \rho b \cdot \delta y = \\
 &= \frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys}-\delta y) + f_y \rho b \cdot \delta y = \\
 &= \frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y)
 \end{aligned} \tag{16.41}$$

$$\begin{aligned}
 R_c &= \int_0^{x_{ys}} b \sigma_c(\eta) d\eta = \\
 &= \int_0^{x_{ys}} b \frac{\eta}{y_{ys}-\delta y} \frac{f_y}{n} d\eta = \\
 &= \frac{b}{y_{ys}-\delta y} \frac{f_y}{n} \int_0^{x_{ys}} \eta d\eta = \\
 &= \frac{b}{y_{ys}-\delta y} \frac{f_y}{n} \frac{x_{ys}^2}{2} = \\
 &= \frac{b x_{ys}^2}{2(y_{ys}-\delta y)} \frac{f_y}{n} = \\
 &= \frac{b(h-y_{ys})^2}{2(y_{ys}-\delta y)} \frac{f_y}{n}
 \end{aligned} \tag{16.42}$$

dal momento che $x_{ys} = h - y_{ys}$.

L'equazione di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.c.a. in condizioni di "snervamento sostanziale" fornisce allora:

$$\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} - \frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y) = N \quad (16.43)$$

che si può riscrivere come:

$$\frac{(h - y_{ys})^2}{(y_{ys} - \delta y)} - n\rho(y_{ys} + \delta y) = \frac{2Nn}{f_y b} \quad (16.44)$$

$$(h - y_{ys})^2 - n\rho(y_{ys} + \delta y)(y_{ys} - \delta y) - \frac{2Nn}{f_y b}(y_{ys} - \delta y) = 0 \quad (16.45)$$

$$h^2 - 2hy_{ys} + y_{ys}^2 - n\rho y_{ys}^2 + n\rho \cdot \delta y^2 - \frac{2Nn}{f_y b} y_{ys} + \frac{2Nn}{f_y b} \delta y = 0 \quad (16.46)$$

$$y_{ys}^2 (1 - n\rho) - 2y_{ys} \left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) + \left(h^2 + n\rho \cdot \delta y^2 + \frac{2Nn}{f_y b} \delta y \right) = 0 \quad (16.47)$$

che, risolta, fornisce:

$$y_{ys} = \frac{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) \pm \sqrt{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right)^2 - \left(h^2 + n\rho \cdot \delta y^2 + \frac{2Nn}{f_y b} \delta y \right) (1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} \quad (16.48)$$

dove assume significato fisico solo la soluzione con il segno negativo (-):

$$y_{ys} = \frac{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right) - \sqrt{\left(h + \frac{Nn}{f_y b} \right)^2 - \left(h^2 + n\rho \cdot \delta y^2 + \frac{2Nn}{f_y b} \delta y \right) (1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} \quad (16.49)$$

Nel caso particolare di assenza di sforzo normale di compressione ($N = 0$, caso di flessione semplice), la (16.49) si semplifica nella seguente:

$$\begin{aligned} y_{ys} &= \frac{h - \sqrt{h^2 - (h^2 + n\rho \cdot \delta y^2)(1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} = \\ y_{ys} &= \frac{h - \sqrt{h^2 - h^2 - n\rho \cdot \delta y^2 + n\rho h^2 + (n\rho \cdot \delta y)^2}}{(1 - n\rho)} \quad (16.50) \\ y_{ys} &= \frac{h - \sqrt{n\rho(h^2 - \delta y^2(1 - n\rho))}}{(1 - n\rho)} \end{aligned}$$

16.1.2.4.3 Determinazione della posizione dell'asse neutro $y_{u, sb}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso

In questo paragrafo si calcola la posizione dell'asse neutro $y_{u, sb}$ adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, ipotizzando che questo sia molto sollecitato.

La distanza $y_{u, sb}$ può essere calcolata imponendo l'equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.c.a. nell'istante in cui si raggiungono le condizioni ultime della sezione:

$$R_c - R_s = N \quad (16.51)$$

dove R_c rappresenta la risultante delle tensioni di compressione agenti sul calcestruzzo, R_s rappresenta la risultante delle tensioni di trazione agenti sulle armature, ed N rappresenta lo sforzo normale di compressione esterno agente sulla sezione.

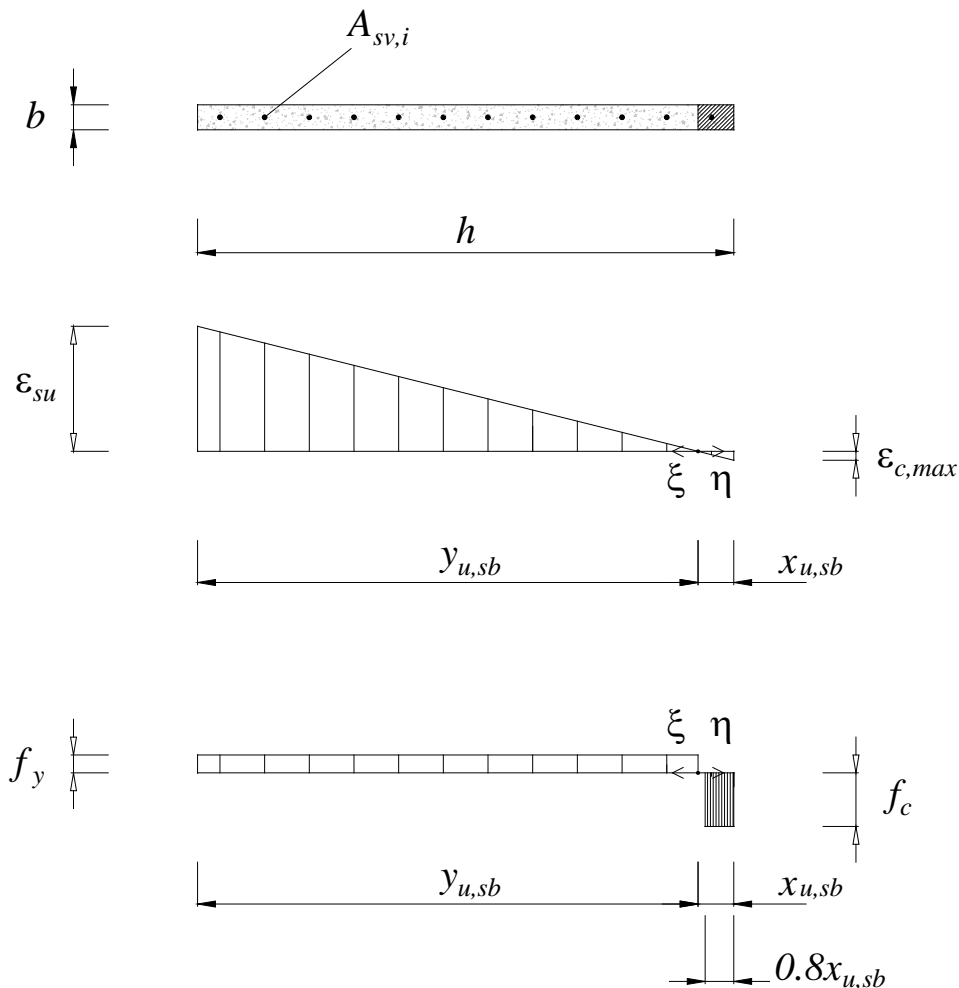


Figura 16.6. Diagramma delle deformazioni ϵ e delle tensioni σ in condizioni ultime (a rottura) per una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da armatura diffusa, adottando per il calcestruzzo un legame costitutivo di tipo stress-block.

Adottando un legame costitutivo elasto-plastico di Prandtl per l'acciaio teso e supponendo snervate tutte le armature si ottiene la seguente distribuzione uniforme di tensioni di trazione:

$$\sigma_s(\xi) = f_y \text{ per } 0 \leq \xi \leq y_{u, sb} \quad (16.52)$$

Adottando un legame costitutivo a stress-block per il calcestruzzo compresso (vedi Figura 16.6), si ottiene la seguente distribuzione uniforme di tensioni di compressione:

$$\sigma_c(\eta) = f_c \text{ per } 0 \leq \eta \leq x_{u, sb} = h - y_{u, sb} \quad (16.53)$$

Integrando le distribuzioni di tensione di trazione e di compressione si ottengono rispettivamente le risultanti di trazione e compressione agenti sulla sezione:

$$R_s = f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb} \quad (16.54)$$

$$R_c = f_c \cdot b \cdot 0.8x_{u, sb} = f_c \cdot b \cdot 0.8(h - y_{u, sb}) \quad (16.55)$$

L'equazione (16.51) di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.a. in condizioni di rottura fornisce allora:

$$f_c \cdot b \cdot 0.8(h - y_{u, sb}) - f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb} = N \quad (16.56)$$

che si può riscrivere come:

$$f_c \cdot b \cdot 0.8h - f_c \cdot b \cdot 0.8y_{u, sb} - f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb} = N \quad (16.57)$$

$$-f_c \cdot b \cdot 0.8y_{u, sb} - f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb} = N - f_c \cdot b \cdot 0.8h \quad (16.58)$$

$$0.8 \frac{y_{u, sb}}{h} + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho \cdot \frac{y_{u, sb}}{h} = 0.8 - \frac{N}{f_c b h} \quad (16.59)$$

$$\frac{y_{u, sb}}{h} \left(0.8 + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho \right) = 0.8 - \frac{N}{f_c b h} \quad (16.60)$$

che, risolta, fornisce:

$$\frac{y_{u, sb}}{h} = \frac{0.8 - \frac{N}{f_c b h}}{0.8 + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho} \quad (16.61)$$

e quindi:

$$y_{u, sb} = \left(\frac{0.8 - \frac{N}{f_c b h}}{0.8 + \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho} \right) h \quad (16.62)$$

Introducendo poi lo sforzo normale adimensionalizzato (tasso di impegno per sforzo normale) come:

$$\nu = \frac{N}{f_c b h} \quad (16.63)$$

e la percentuale meccanica di armatura come:

$$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho = \frac{f_y}{f_c} \cdot \frac{A_s}{b h} \quad (16.64)$$

si ottiene:

$$\frac{y_{u, sb}}{h} = \frac{0.8 - \nu}{0.8 + \rho_m} = \frac{1 - 1.25 \cdot \nu}{1 + 1.25 \cdot \rho_m} \quad (16.65)$$

e quindi:

$$y_{u, sb} = \left(\frac{0.8 - \nu}{0.8 + \rho_m} \right) h = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot \nu}{1 + 1.25 \cdot \rho_m} \right) h \quad (16.66)$$

Nel caso particolare di assenza di sforzo normale di compressione ($N = 0$ e quindi $\nu = 0$, caso di flessione semplice), la (16.65) si semplifica nella seguente:

$$\frac{y_{u, sb}}{h} = \frac{0.8}{0.8 + \rho_m} = \frac{1}{1 + 1.25 \cdot \rho_m} \quad (16.67)$$

e quindi:

$$y_{u, sb} = \left(\frac{0.8}{0.8 + \rho_m} \right) h = \left(\frac{1}{1 + 1.25 \cdot \rho_m} \right) h \quad (16.68)$$

16.1.2.4.4 Determinazione della posizione dell'asse neutro $y_{u, tr}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso

Nel paragrafo precedente, sotto l'ipotesi di legame costitutivo a stress-block per il calcestruzzo compresso, è stata ottenuta una formula semplice per la determinazione della posizione dell'asse neutro.

In questo paragrafo, si calcola la posizione dell'asse neutro $y_{u, tr}$ adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, ipotizzando che questo sia sufficientemente riposato (questo legame dovrebbe essere più realistico dal momento che la rottura è lato acciaio ed il calcestruzzo dovrebbe essere sufficientemente riposato a rottura: tanto più riposato quanto più y_u sarà elevato e cioè quanto più x_u sarà piccolo).

La distanza $y_{u, tr}$ può essere ancora calcolata imponendo l'equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.c.a. nell'istante in cui si raggiungono le condizioni ultime della sezione:

$$R_c - R_s = N \quad (16.69)$$

dove R_c rappresenta la risultante delle tensioni di compressione agenti sul calcestruzzo, R_s rappresenta la risultante delle tensioni di trazione agenti sulle armature, ed N rappresenta lo sforzo normale di compressione esterno agente sulla sezione.

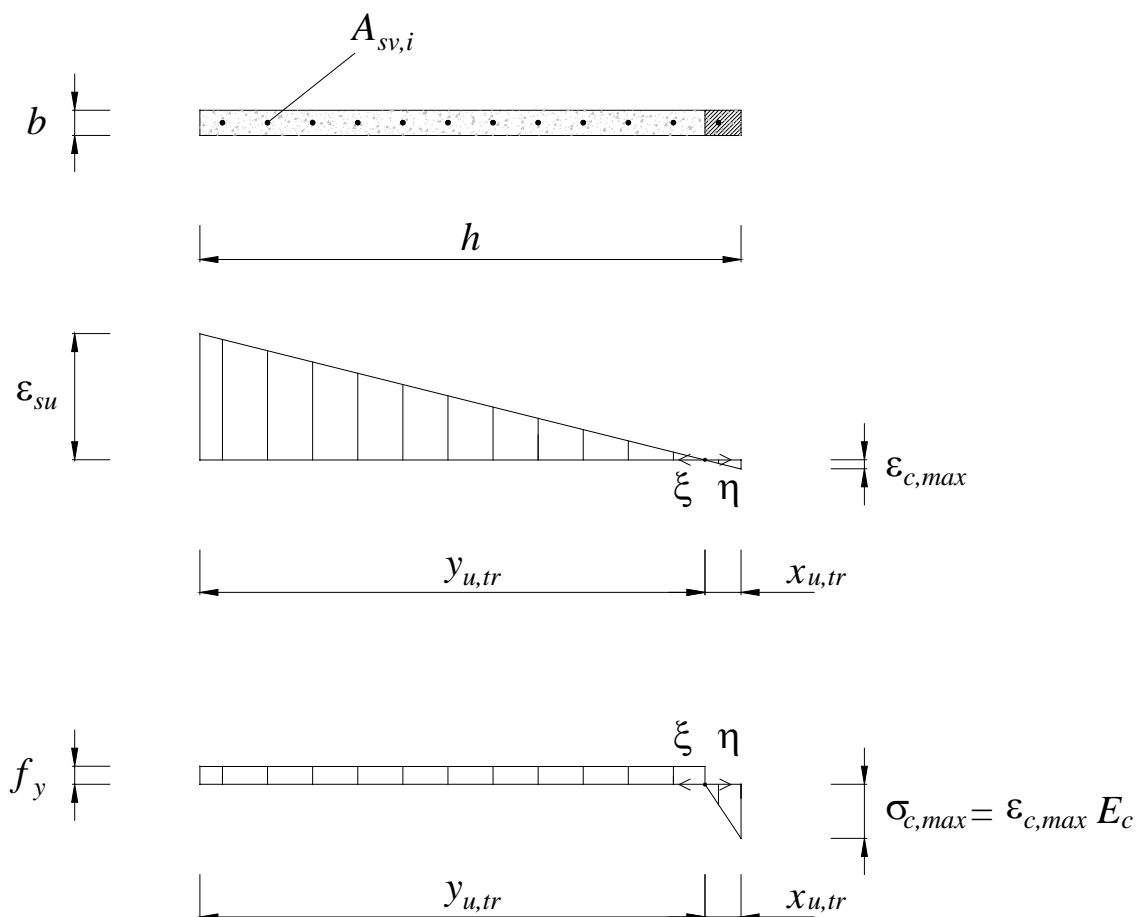


Figura 16.7. Diagramma delle deformazioni ε e delle tensioni σ in condizioni ultime (a rottura) per una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da armatura diffusa, adottando per il calcestruzzo un legame costitutivo di tipo triangolare.

Adottando un legame costitutivo elasto-plastico di Prandtl per l'acciaio teso e supponendo snervate tutte le armature si ottiene la seguente distribuzione uniforme di tensioni di trazione:

$$\sigma_s(\xi) = f_y \quad \text{per } 0 \leq \xi \leq y_{u,tr} \quad (16.70)$$

Adottando un legame costitutivo triangolare per il calcestruzzo compresso (vedi Fig. 7), si ottiene la seguente distribuzione di deformazioni:

$$\varepsilon_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{u,tr}} \varepsilon_{c,max} \quad \text{per } 0 \leq \eta \leq x_{u,tr} = h - y_{u,tr} \quad (16.71)$$

con (per la conservazione delle sezioni piane):

$$\varepsilon_{c,\max} = \varepsilon_{su} \frac{x_{u,tr}}{y_{u,tr}} = \varepsilon_{su} \frac{h - y_{u,tr}}{y_{u,tr}} \quad (16.72)$$

cui corrisponde la seguente distribuzione di tensioni di compressione:

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{u,tr}} \varepsilon_{c,\max} E_c \quad \text{per } 0 \leq \eta \leq x_{u,tr} \quad (16.73)$$

ossia, sostituendo la (16.72):

$$\sigma_c(\eta) = \frac{\eta}{x_{u,tr}} \varepsilon_{su} \frac{x_{u,tr}}{y_{u,tr}} E_c = \frac{\eta}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \quad \text{per } 0 \leq \eta \leq x_{u,tr} \quad (16.74)$$

Integrando le distribuzioni di tensione di trazione e di compressione si ottengono rispettivamente le risultanti di trazione e compressione agenti sulla sezione:

$$R_s = f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u,tr} \quad (16.75)$$

$$\begin{aligned} R_c &= \int_0^{x_{u,tr}} b \sigma_c(\eta) d\eta = \int_0^{x_{u,tr}} b \frac{\eta}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c d\eta = \\ &= \frac{b}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \int_0^{x_{u,tr}} \eta d\eta = \frac{b}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{x_{u,tr}^2}{2} = \\ &= \frac{b}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u,tr})^2}{2} \end{aligned} \quad (16.76)$$

L'equazione (16.51) di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della sezione in c.a. in condizioni ultime (a rottura) fornisce allora:

$$\frac{b}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u,tr})^2}{2} - f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u,tr} = N \quad (16.77)$$

che si può riscrivere come:

$$\frac{1}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u,tr})^2}{2} - \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho \cdot \frac{y_{u,tr}}{h} = \frac{N}{f_c b h} \quad (16.78)$$

$$\frac{1}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u,tr})^2}{2} - \rho_m \cdot \frac{y_{u,tr}}{h} = \nu \quad (16.79)$$

$$\frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \frac{h^2 - 2hy_{u,tr} + y_{u,tr}^2}{2} - \rho_m \cdot \frac{y_{u,tr}}{h} = \nu \quad (16.80)$$

$$\frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \frac{h^2}{2} - \frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \frac{2hy_{u,tr}}{2} + \frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c h \cdot y_{u,tr}} \frac{y_{u,tr}^2}{2} - \rho_m \cdot \frac{y_{u,tr}}{h} = \nu \quad (16.81)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} \right) \frac{h}{y_{u,tr}} - \left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{f_c} \right) + \left(\frac{\varepsilon_{su} E_c}{2f_c} \right) \frac{y_{u,tr}}{h} - \rho_m \cdot \frac{y_{u,tr}}{h} = \nu \quad (16.82)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_{su}E_c}{2f_c}\right)\frac{h}{y_{u,tr}} - \left(\frac{\varepsilon_{su}E_c}{f_c}\right) + \left(\frac{\varepsilon_{su}E_c}{2f_c} - \rho_m\right)\frac{y_{u,tr}}{h} - \nu = 0 \quad (16.83)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_{su}E_c}{2f_c}\right)\frac{h}{y_{u,tr}} - \left(\nu + \frac{\varepsilon_{su}E_c}{f_c}\right) + \left(\frac{\varepsilon_{su}E_c}{2f_c} - \rho_m\right)\frac{y_{u,tr}}{h} = 0 \quad (16.84)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_{su}E_c}{2f_c} - \rho_m\right)\frac{y_{u,tr}}{h} - \left(\nu + \frac{\varepsilon_{su}E_c}{f_c}\right) + \left(\frac{\varepsilon_{su}E_c}{2f_c}\right)\frac{h}{y_{u,tr}} = 0 \quad (16.85)$$

$$\left(\frac{\varepsilon_{su}E_c}{2f_c} - \rho_m\right)\left(\frac{y_{u,tr}}{h}\right)^2 - \left(\nu + \frac{\varepsilon_{su}E_c}{f_c}\right)\frac{y_{u,tr}}{h} + \left(\frac{\varepsilon_{su}E_c}{2f_c}\right) = 0 \quad (16.86)$$

che, risolta, fornisce:

$$\frac{y_{u,tr}}{h} = \frac{(\varepsilon_{su}E_c + f_c\nu) \pm \sqrt{f_c}\sqrt{f_c\nu^2 + 2\varepsilon_{su}E_c(\nu + \rho_m)}}{\varepsilon_{su}E_c - 2f_c\rho_m} \quad (16.87)$$

dove assume significato fisico solo la soluzione con il segno negativo (-):

$$\frac{y_{u,tr}}{h} = \frac{(\varepsilon_{su}E_c + f_c\nu) - \sqrt{f_c}\sqrt{f_c\nu^2 + 2\varepsilon_{su}E_c(\nu + \rho_m)}}{\varepsilon_{su}E_c - 2f_c\rho_m} \quad (16.88)$$

e quindi:

$$y_{u,tr} = \left(\frac{(\varepsilon_{su}E_c + f_c\nu) - \sqrt{f_c}\sqrt{f_c\nu^2 + 2\varepsilon_{su}E_c(\nu + \rho_m)}}{\varepsilon_{su}E_c - 2f_c\rho_m} \right) h \quad (16.89)$$

Nel caso particolare di assenza di sforzo normale di compressione ($N = 0$ e quindi $\nu = 0$, caso di flessione semplice), la (16.88) si semplifica nella seguente:

$$\frac{y_{u,tr}}{h} = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2f_c\rho_m}{\varepsilon_{su}E_c}}} \quad (16.90)$$

od anche, tenendo conto che $f_c\rho_m = f_y\rho$:

$$\frac{y_{u,tr}}{h} = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2f_y\rho}{\varepsilon_{su}E_c}}} \quad (16.91)$$

e quindi:

$$y_{u,tr} = \frac{h}{1 + \sqrt{\frac{2f_c\rho_m}{\varepsilon_{su}E_c}}} \quad (16.92)$$

od anche:

$$y_{u,tr} = \frac{h}{1 + \sqrt{\frac{2f_y \rho}{\varepsilon_{su} E_c}}} \quad (16.93)$$

16.1.2.5 Determinazione delle curvature

In questo capitolo si presentano gli sviluppi analitici necessari per la determinazione delle curvature di una sezione rettangolare in c.c.a. caratterizzata da una distribuzione uniforme di barre di armatura (tutte dello stesso diametro ed equidistanti tra loro) lungo l'altezza h della sezione:

- in condizioni di “primo snervamento”, indicando, in tal caso, la curvatura con la notazione ϕ_{y1} ;
- in condizioni di “snervamento sostanziale”, indicando, in tal caso, la curvatura con la notazione ϕ_{ys} ;
- in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, quando questo è molto sollecitato (campi 2b, 3 e 4), indicando, in tal caso, la curvatura con la notazione $\phi_{u, sb}$;
- in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, quando questo è ancora sufficientemente riposato (campo 2a: deformazione massima del calcestruzzo $\varepsilon_{c, \max} < \varepsilon_{c2} = 2^0 /_{00}$), indicando, in tal caso, la curvatura con la notazione $\phi_{u, tr}$.

16.1.2.5.1 Determinazione della curvatura ϕ_{y1} in condizioni di “primo snervamento”

Per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, risulta conveniente valutare la curvatura di “primo snervamento” ϕ_{y1} con la espressione seguente (vedi Figura 16.4):

$$\phi_{y1} = \frac{\varepsilon_{sy}}{y_{y1}} \quad (16.94)$$

dove:

- ε_{sy} si ottiene dai risultati delle prove sperimentali effettuate sulle barre di armatura utilizzate mediante la formula:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} \quad (16.95)$$

dove f_y ed E_s sono, rispettivamente, la tensione di snervamento ed il modulo elastico dell'acciaio considerato. Da notare che, per f_y ed E_s , in fase di progetto si possono utilizzare i valori di progetto (dotati di opportuni coefficienti parziali di sicurezza), mentre in fase di interpretazione di una prova sperimentale si possono utilizzare i valori medi dei materiali utilizzati nella prova;

- y_{y1} è fornito dalla (16.30).

16.1.2.5.2 Determinazione della curvatura ϕ_{ys} in condizioni di “snervamento sostanziale”

Per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, risulta conveniente valutare la curvatura in condizioni di “snervamento sostanziale” ϕ_{ys} con la espressione seguente (vedi Figura 16.5):

$$\phi_{ys} = \frac{\varepsilon_{sy}}{y_{ys} - \delta y} \quad (16.96)$$

dove:

- ε_{sy} si ottiene dai risultati delle prove sperimentali effettuate sulle barre di armatura utilizzate mediante la formula:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} \quad (16.97)$$

dove f_y ed E_s sono, rispettivamente, la tensione di snervamento ed il modulo elastico dell'acciaio considerato. Da notare che, per f_y ed E_s , in fase di progetto si possono utilizzare i valori di progetto (dotati di opportuni coefficienti parziali di sicurezza), mentre in fase di interpretazione di una prova sperimentale si possono utilizzare i valori medi dei materiali utilizzati nella prova;

- y_{ys} è fornito dalla (16.49);
- δy si può ragionevolmente stimare utilizzando la (16.32).

In alternativa, si può anche valutare la curvatura in condizioni di “snervamento sostanziale” ϕ_{ys} con la espressione seguente (vedi Fig. 5):

$$\phi_{ys} = \frac{\varepsilon_{s,\max}}{y_{ys}} \quad (16.98)$$

dove:

- il valore di deformazione massima $\varepsilon_{s,\max}$ in corrispondenza della fibra tesa più esterna della sezione è dato in funzione del valore di deformazione ε_{sy} allo snervamento che si ipotizza che si raggiunga in un punto più interno (di δy) della sezione:

$$\varepsilon_{s,\max} = \varepsilon_{sy} \left(\frac{y_{ys}}{y_{ys} - \delta y} \right) \quad (16.99)$$

- y_{ys} è fornito dalla (16.49).

In via approssimata, dal momento che $y_{y1} \cong y_{ys}$ (trascurando le differenze minime che si hanno sulla valutazione dell'asse neutro in condizioni di primo snervamento ed in condizioni di snervamento sostanziale dovute alla penetrazione δy di snervamento all'interno della sezione), dalla (16.98), la curvatura ϕ_{ys} si può valutare anche come segue:

$$\phi_{ys} \cong \frac{\varepsilon_{s,\max}}{y_{y1}} \quad (16.100)$$

che, in virtù della (16.94), conduce a:

$$\phi_{ys} \cong \frac{\varepsilon_{s,\max}}{\varepsilon_{sy}} \phi_{y1} \quad (16.101)$$

Ponendo:

$$\alpha \triangleq \frac{\varepsilon_{s,\max}}{\varepsilon_{sy}} \quad (16.102)$$

si può scrivere:

$$\phi_{ys} \cong \alpha \cdot \phi_{y1} \quad (16.103)$$

dove il fattore (amplificativo) α si può calcolare utilizzando la (16.99) come segue:

$$\alpha = \frac{y_{ys}}{y_{ys} - \delta y} = \frac{1}{1 - \frac{\delta y}{y_{ys}}} \quad (16.104)$$

oppure, introducendo nuovamente l'approssimazione $y_{y1} \cong y_{ys}$:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{\delta y}{y_{y1}}} \quad (16.105)$$

od ancora, introducendo l'ulteriore approssimazione $y_{y1} \cong h$:

$$\alpha \cong \frac{1}{1 - \frac{\delta y}{h}} \quad (16.106)$$

che, in virtù, della stima (16.32) della penetrazione δy , diventa:

$$\alpha \cong \frac{1}{1 - \frac{3}{n_{barre}}} \quad (16.107)$$

$$(16.108)$$

In definitiva, in via approssimata, la curvatura ϕ_{ys} si può valutare con la seguente espressione:

$$\phi_{ys} \cong \alpha \cdot \phi_{y1} \cong \left(\frac{1}{1 - \frac{\delta y}{h}} \right) \cdot \phi_{y1} \cong \left(\frac{1}{1 - \frac{3}{n_{barre}}} \right) \cdot \phi_{y1} \quad (16.109)$$

16.1.2.5.3 Osservazioni sulle espressioni per la determinazione della curvatura ϕ_u in condizioni ultime

Per una sezione generica rettangolare di base b ed altezza h che presenta rottura lato calcestruzzo, la curvatura ϕ_u può essere valutata con una qualsiasi delle due seguenti espressioni alternative:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} \quad (16.110)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{s,max} + \varepsilon_{cu}}{d} \quad (16.111)$$

mentre per una sezione generica rettangolare di base b ed altezza h che presenta rottura lato acciaio, la curvatura ϕ_u può essere valutata con una qualsiasi delle due seguenti espressioni alternative:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su}}{y_u} \quad (16.112)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{c,max}}{d} \quad (16.113)$$

dove:

- ε_{cu} = deformazione ultima del calcestruzzo;
- $\varepsilon_{s,max}$ = deformazione massima nell'acciaio delle armature nel momento in cui il calcestruzzo compresso raggiunge il suo valore di deformazione ultima;

- ε_{su} = deformazione ultima dell'acciaio;
- $\varepsilon_{c,max}$ = deformazione massima nella fibra più compressa di calcestruzzo nel momento in cui l'acciaio raggiunge il suo valore di deformazione ultima;
- d = altezza utile della sezione (definibile, in modo ragionevole, quando le armature sono sufficientemente concentrate in una porzione della sezione). Nel caso in cui le armature siano diffuse, si può ragionevolmente supporre che l'altezza utile coincida con l'altezza della sezione: $d = h$.

Dal momento che la maggior parte dei pannelli in c.a. va in crisi lato calcestruzzo, nella letteratura tecnica (Paulay & Priestley 1992 pag. 138) vengono presentate e discusse solo le due formule (16.110) e (16.111) e, di conseguenza, vengono forniti solamente i valori di ε_{cu} . Ad esempio, Paulay & Priestley (1992 pag. 406) suggeriscono di adottare il valore $\varepsilon_{cu} = 4 \text{ ‰}$ (non molto dissimile dal valore di riferimento della maggior parte delle normative europee $\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$).

Per pareti che invece presentano rottura lato acciaio, è necessario valutare la curvatura ultima mediante le formule (16.112) oppure (16.113). Per potere utilizzare quest'ultime formule, ed in particolare la formula (16.112), occorre conoscere i due parametri y_u ed ε_{su} :

- y_u è stato determinato nei paragrafi precedenti 2.3.4 e 2.3.5, rispettivamente sotto l'ipotesi di legame costitutivo di tipo stress-block ($y_{u, sb}$, formula n. (16.66)) e legame costitutivo di tipo triangolare ($y_{u, tr}$, formula n. (16.89)) per il calcestruzzo compresso;
- ε_{su} è la deformazione ultima dell'acciaio della barra di armatura (di cui al paragrafo 16.1.3.3.9).

Paulay & Priestley (1992 pag. 406), per pannelli caratterizzati da una altezza pari a circa $h \cong 240$ cm con crisi lato calcestruzzo, hanno riscontrato valori di curvatura ultima ϕ_u che stavano nel range seguente:

$$\frac{0.045}{h} \leq \phi_u \leq \frac{0.076}{h} \quad (16.114)$$

16.1.2.5.4 Determinazione della curvatura $\phi_{u, sb}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso

Adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, specializzando la (16.112), si ha che la rotazione ultima $\phi_{u, sb}$ vale:

$$\phi_{u, sb} = \frac{\varepsilon_{su}}{y_{u, sb}} \quad (16.115)$$

dove $y_{u, sb}$ è fornito dalla (16.66), mentre ε_{su} è la deformazione ultima dell'acciaio (di cui al paragrafo 16.1.3.3.9).

16.1.2.5.5 Determinazione della curvatura $\phi_{u, tr}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso

Adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, specializzando la (16.112), si ha che la rotazione ultima $\phi_{u, tr}$ vale:

$$\phi_{u, tr} = \frac{\varepsilon_{su}}{y_{u, tr}} \quad (16.116)$$

dove $y_{u, tr}$ è fornito dalla (16.89), mentre ε_{su} è la deformazione ultima dell'acciaio.

16.1.2.6 Determinazione dei domini di resistenza N - M

In questo capitolo si presentano gli sviluppi analitici necessari per la determinazione, per un fissato valore di sforzo normale N , dei valori di momento flettente M :

- in condizioni di “primo snervamento”, indicando, in tal caso, il momento flettente con la notazione M_{y1} ;
- in condizioni di “snervamento sostanziale”, indicando, in tal caso, il momento flettente con la notazione M_{ys} ;
- in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, quando questo è molto sollecitato (campi 2b, 3 e 4), indicando, in tal caso, il momento flettente con la notazione $M_{u, sb}$;
- in condizioni ultime (a rottura) adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, quando questo è ancora sufficientemente riposato (campo 2a: deformazione massima del calcestruzzo $\varepsilon_{c, max} < \varepsilon_{c2} = 2.0/100$), indicando, in tal caso, il momento flettente con la notazione $M_{u, tr}$.

16.1.2.6.1 Determinazione del momento flettente M_{y1} in condizioni di “primo snervamento”

Per un fissato valore di sforzo normale N , per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, l'equazione di equilibrio alla traslazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “primo snervamento” fornisce la posizione dell'asse neutro y_{y1} , data dalla (16.30).

L'equazione di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “primo snervamento”, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), fornisce:

$$M_{y1} = R_s \cdot d_s + R_c \cdot d_c \quad (16.117)$$

dove d_s e d_c rappresentano, rispettivamente, le distanze (bracci) dei punti di applicazione della risultante delle trazioni e della risultante delle compressioni dal baricentro della sezione.

Con riferimento alla Figura 16.4 e tenendo conto delle distribuzioni lineari di tensione date dalla (16.20) e dalla (16.21) si ha:

$$d_s = \frac{h}{2} - \frac{y_{y1}}{3} \quad (16.118)$$

$$d_c = \frac{h}{2} - \frac{x_{y1}}{3} = \frac{h}{2} - \frac{h - y_{y1}}{3} = \frac{h}{2} - \frac{h}{3} + \frac{y_{y1}}{3} = \frac{h}{6} + \frac{y_{y1}}{3} \quad (16.119)$$

dal momento che $x_{y1} = h - y_{y1}$.

Sostituendo la (16.22), la (16.23), la (16.118) e la (16.119) nella (16.117), si ottiene il valore di momento flettente in condizioni di “primo snervamento”:

$$M_{y1} = \left(\frac{\rho b y_{y1}}{2} f_y \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{y1}}{3} \right) + \left(\frac{b (h - y_{y1})^2}{2 y_{y1}} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{y1}}{3} \right) \quad (16.120)$$

16.1.2.6.2 Determinazione del momento flettente M_{ys} in condizioni di “snervamento sostanziale”

Per un fissato valore di sforzo normale N , per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, l'equazione di equilibrio alla traslazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “snervamento sostanziale” fornisce la posizione dell'asse neutro y_{ys} , data dalla (16.49).

L'equazione di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “primo snervamento”, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), fornisce:

$$M_{ys} = R_s \cdot d_s + R_c \cdot d_c \quad (16.121)$$

dove d_s e d_c rappresentano, rispettivamente, le distanze (bracci) dei punti di applicazione della risultante delle trazioni e della risultante delle compressioni dal baricentro della sezione.

Con riferimento alla Figura 16.5 e tenendo conto delle distribuzioni di tensione date dalla (16.39) e dalla (16.40) si ha:

$$\begin{aligned}
d_s &= \left[\frac{\int_0^{y_{ys}} \sigma_s(\xi) \xi dA_{sv}}{\int_0^{y_{ys}} \sigma_s(\xi) dA_{sv}} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{\int_0^{y_{ys}-\delta y} \frac{\xi^2}{y_{ys}-\delta y} f_y dA_{sv} + \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} f_y \xi dA_{sv}}{R_s} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{\int_0^{y_{ys}-\delta y} \frac{\xi^2}{y_{ys}-\delta y} f_y \rho b d\xi + \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} f_y \xi \rho b d\xi}{R_s} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{\frac{f_y \rho b}{y_{ys}-\delta y} \int_0^{y_{ys}-\delta y} \xi^2 d\xi + f_y \rho b \int_{y_{ys}-\delta y}^{y_{ys}} \xi d\xi}{R_s} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{\frac{f_y \rho b}{y_{ys}-\delta y} \frac{(y_{ys}-\delta y)^3}{3} + f_y \rho b \left(\frac{y_{ys}^2}{2} - \frac{(y_{ys}-\delta y)^2}{2} \right)}{R_s} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{f_y \rho b \frac{(y_{ys}-\delta y)^2}{3} + f_y \rho b \frac{y_{ys}^2}{2} - f_y \rho b \frac{(y_{ys}-\delta y)^2}{2}}{R_s} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] = \\
&= \left[\frac{f_y \rho b \left(\frac{y_{ys}^2}{2} - \frac{(y_{ys}-\delta y)^2}{6} \right)}{\left(\frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y) \right)} \right] - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] \tag{16.122}
\end{aligned}$$

$$d_c = \frac{h}{2} - \frac{x_{ys}}{3} = \frac{h}{2} - \frac{h - y_{ys}}{3} = \frac{h}{2} - \frac{h}{3} + \frac{y_{ys}}{3} = \frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \tag{16.123}$$

dal momento che $x_{ys} = h - y_{ys}$.

Sostituendo la (16.41), la (16.42), la (16.122) e la (16.123) nella (16.121), si ottiene il valore di momento flettente in condizioni di “snervamento sostanziale”:

$$M_{ys} = \left(\frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y) \right) \cdot \left[\frac{f_y \rho b \left(\frac{y_{ys}^2}{2} - \frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{6} \right)}{\left(\frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y) \right)} - \left[y_{ys} - \frac{h}{2} \right] + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) \right] \quad (16.124)$$

che si semplifica come segue:

$$\begin{aligned} M_{ys} &= f_y \rho b \left(\frac{y_{ys}^2}{2} - \frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{6} \right) - \frac{f_y \rho b}{2} (y_{ys} + \delta y) \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) \\ M_{ys} &= f_y \rho b \left(\frac{y_{ys}^2}{2} - \frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{6} \right) - \frac{f_y \rho b}{2} \left(y_{ys}^2 - \frac{h}{2} y_{ys} + \delta y \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) \right) + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) \quad (16.125) \\ M_{ys} &= \frac{f_y \rho b}{2} \left(-\frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{3} \right) + \frac{f_y \rho b}{2} \left(+\frac{h}{2} y_{ys} - \delta y \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) \right) + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) \\ M_{ys} &= \frac{f_y \rho b}{2} \left(\frac{h}{2} y_{ys} - \frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{3} - \delta y \cdot \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) \right) + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) \end{aligned}$$

16.1.2.6.3 Determinazione del momento flettente $M_{u, sb}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso

Per un fissato valore di sforzo normale N , per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, l'equazione di equilibrio alla traslazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso (e quindi per una rottura nei campi 2b, 3, 4) fornisce la posizione dell'asse neutro $y_{u, sb}$, data dalla (16.66).

L'equazione di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), fornisce:

$$M_{u, sb} = R_s \cdot d_s + R_c \cdot d_c \quad (16.126)$$

dove d_s e d_c rappresentano, rispettivamente, le distanze (bracci) dei punti di applicazione della risultante delle trazioni e della risultante delle compressioni dal baricentro della sezione.

Con riferimento alla Figura 16.6 e tenendo conto delle distribuzioni di tensione date dalla (16.52) e dalla (16.53) si ha:

$$d_s = \frac{h}{2} - \frac{y_{u, sb}}{2} \quad (16.127)$$

$$d_c = \frac{h}{2} - 0.4x_{u, sb} = \frac{h}{2} - 0.4(h - y_{u, sb}) = 0.1h + 0.4y_{u, sb} \quad (16.128)$$

dal momento che $x_{u, sb} = h - y_{u, sb}$.

Sostituendo la (16.54), la (16.55), la (16.127) e la (16.128) nella (16.126), si ottiene il valore di momento flettente in condizioni di “primo snervamento”:

$$M_{u, sb} = (f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb}) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{u, sb}}{2} \right) + (f_c \cdot b \cdot 0.8(h - y_{u, sb})) \cdot (0.1h + 0.4y_{u, sb}) \quad (16.129)$$

Questa formula è utilizzabile quando la rottura avviene nei campi 2b, 3 e 4.

16.1.2.6.4 Determinazione del momento flettente $M_{u, tr}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso

Per un fissato valore di sforzo normale N , per una sezione in c.c.a. rettangolare $b \times h$ caratterizzata da armatura diffusa, l'equazione di equilibrio alla traslazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso (e quindi per una rottura nel campo 2a) fornisce la posizione dell'asse neutro $y_{u, tr}$, data dalla (16.89).

L'equazione di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), fornisce:

$$M_{u, tr} = R_s \cdot d_s + R_c \cdot d_c \quad (16.130)$$

dove d_s e d_c rappresentano, rispettivamente, le distanze (bracci) dei punti di applicazione della risultante delle trazioni e della risultante delle compressioni dal baricentro della sezione.

Con riferimento alla Figura 16.7 e tenendo conto delle distribuzioni di tensione date dalla (16.70) e dalla (16.74) si ha:

$$d_s = \frac{h}{2} - \frac{y_{u, tr}}{2} \quad (16.131)$$

$$d_c = \frac{h}{2} - \frac{x_{u, tr}}{3} = \frac{h}{2} - \frac{(h - y_{u, tr})}{3} = \frac{h}{2} - \frac{h}{3} + \frac{y_{u, tr}}{3} = \frac{h}{6} + \frac{y_{u, tr}}{3} \quad (16.132)$$

dal momento che $x_{u, tr} = h - y_{u, tr}$.

Sostituendo la (16.75), la (16.76), la (16.131) e la (16.132) nella (16.130), si ottiene il valore di momento flettente in condizioni di “primo snervamento”:

$$M_{u,tr} = (f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u,tr}) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{u,tr}}{2} \right) + \left(\frac{b}{y_{u,tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u,tr})^2}{2} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{u,tr}}{3} \right) \quad (16.133)$$

Questa formula è utilizzabile quando la rottura avviene nel campo 2a.

16.1.2.7 Determinazione dei domini di resistenza N-M tenendo conto anche delle armature di estremità (“catene”)

In questo capitolo si determinano i domini di resistenza N-M (in termini dei valori di momento flettente in condizioni di “primo snervamento”, di “snervamento sostanziale ed a rottura per un fissato valore di sforzo normale N) di una parete in c.c.a. caratterizzata dalla presenza contemporanea di armatura verticale diffusa e di armature di sezione più consistente alle estremità della sezione rettangolare della parete (“catene”), così come rappresentato in Figura 16.8. Si indicherà con $A_{s,catena}$ l'area della catena in zona tesa, con $A_{s,catena}'$ l'area della catena in zona compressa, con c il copriferro della catena in zona tesa e con c' il copriferro della catena in zona compressa.

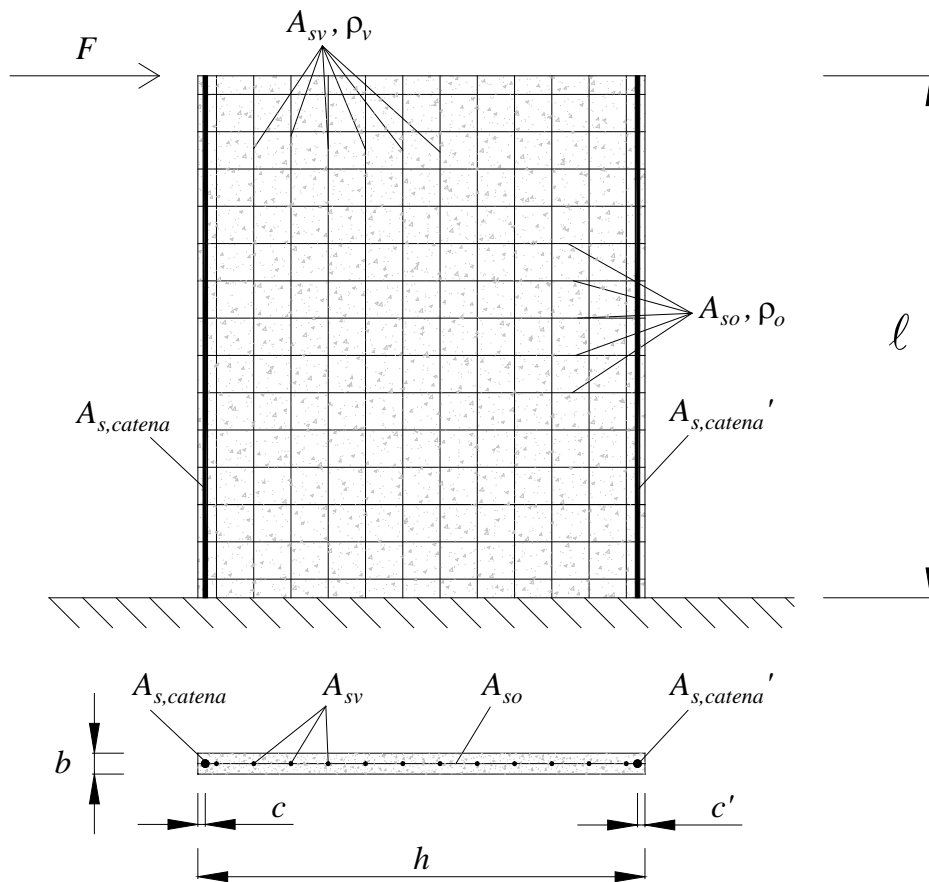


Figura 16.8. Parete in c.c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ con percentuale di armatura diffusa verticale pari a ρ_v , percentuale di armatura diffusa orizzontale pari a ρ_o , e catene indicate rispettivamente con $A_{s,catena}$ (quella tesa) ed $A_{s,catena}'$ (quella compressa).

Si ripercorre quanto fatto nella sezione 16.1.2.6, aggiungendo, laddove necessario, i nuovi termini che tengono conto delle catene.

Si ipotizza:

- $A_{s,catena} = A'_{s,catena}$;
- $c = c'$;
- che i valori di asse neutro trovati per la parete caratterizzata dalla sola presenza di armatura diffusa (vedi le equazioni: (16.30), (16.49), (16.66) e (16.89)) non varino significativamente, con l'introduzione di due catene uguali in posizione simmetrica rispetto al baricentro geometrico della sezione.

16.1.2.7.1 Determinazione del momento flettente M_{y1} in condizioni di “primo snervamento” tenendo conto anche delle catene

Per le ipotesi sopra riportate si ritiene ancora valida la posizione dell'asse neutro della sezione in condizioni di “primo snervamento” y_{y1} , data dalla (16.30).

Tenendo conto anche del contributo fornito delle due catene, l'equazione (16.120) di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “primo snervamento”, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), diventa, in via approssimativa (si suppone che entrambe le catene siano snervate):

$$M_{y1} \cong \left(\frac{\rho b y_{y1}}{2} f_y \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{y1}}{3} \right) + \left(\frac{b(h - y_{y1})^2}{2 y_{y1}} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{y1}}{3} \right) + A_{s,catena} f_y (h - 2c) \quad (16.134)$$

16.1.2.7.2 Determinazione del momento flettente M_{ys} in condizioni di “snervamento sostanziale” tenendo conto anche delle catene

Per le ipotesi sopra riportate si ritiene ancora valida la posizione dell'asse neutro della sezione in condizioni di “snervamento sostanziale” y_{ys} , data dalla (16.49).

Tenendo conto anche del contributo fornito delle due catene, l'equazione (16.125) di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni di “snervamento sostanziale”, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), diventa, in via approssimativa (si suppone che entrambe le catene siano snervate):

$$M_{ys} \cong \frac{f_y \rho b}{2} \left(\frac{h}{2} y_{ys} - \frac{(y_{ys} - \delta y)^2}{3} - \delta y \cdot \left(y_{ys} - \frac{h}{2} \right) \right) + \left(\frac{b(h - y_{ys})^2}{2(y_{ys} - \delta y)} \frac{f_y}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{ys}}{3} \right) + A_{s,catena} f_y (h - 2c) \quad (16.135)$$

16.1.2.7.3 Determinazione del momento flettente $M_{u, sb}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, tenendo conto anche delle catene

Per le ipotesi sopra riportate si ritiene ancora valida la posizione dell'asse neutro della sezione in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso (e quindi per una rottura nei campi 2b, 3, 4) $y_{u, sb}$, data dalla (16.66).

Tenendo conto anche del contributo fornito delle due catene, l'equazione (16.129) di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), diventa, in via approssimativa (si suppone che entrambe le catene siano snervate):

$$M_{u, sb} \cong \left(f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb} \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{u, sb}}{2} \right) + \left(f_c \cdot b \cdot 0.8(h - y_{u, sb}) \right) \cdot (0.1h + 0.4y_{u, sb}) + A_{s,catena} f_y (h - 2c) \quad (16.136)$$

Questa formula è utilizzabile quando la rottura avviene nei campi 2b, 3 e 4.

16.1.2.7.4 Determinazione del momento flettente $M_{u, tr}$ in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, tenendo conto anche delle catene

Per le ipotesi sopra riportate si ritiene ancora valida la posizione dell'asse neutro della sezione in condizioni ultime adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso (e quindi per una rottura nel campo 2a) $y_{u, tr}$, data dalla (16.89).

Tenendo conto anche del contributo fornito delle due catene, l'equazione (16.133) di equilibrio alla rotazione delle risultanti agenti sulla sezione in condizioni ultime, calcolata, ad esempio con riferimento al baricentro geometrico della sezione (così scompare lo sforzo normale N nella scrittura dell'equilibrio), diventa, in via approssimativa (si suppone che entrambe le catene siano snervate):

$$M_{u, tr} \cong \left(f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, tr} \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{u, tr}}{2} \right) + \left(\frac{b}{y_{u, tr}} \varepsilon_{su} E_c \frac{(h - y_{u, tr})^2}{2} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{u, tr}}{3} \right) + A_{s,catena} f_y (h - 2c) \quad (16.137)$$

Questa formula è utilizzabile quando la rottura avviene nel campo 2a.

16.1.3 Analisi dell'elemento (Parete)

Dopo aver analizzato il comportamento a livello di sezione, si passa ad esaminare il comportamento a livello di elemento, con la determinazione delle proprietà strutturali di pannelli ad armatura diffusa caratterizzati da una rottura duttile lato acciaio.

16.1.3.1 Determinazione delle resistenze (forze di snervamento F_{y1} e F_{ys} , forze ultime $F_{u, sb}$ e $F_{u, tr}$) e delle sovraresistenze (parametro Ω)

Si consideri una parete in c.c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ soggetta ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità, così come rappresentato in Figura 16.9.

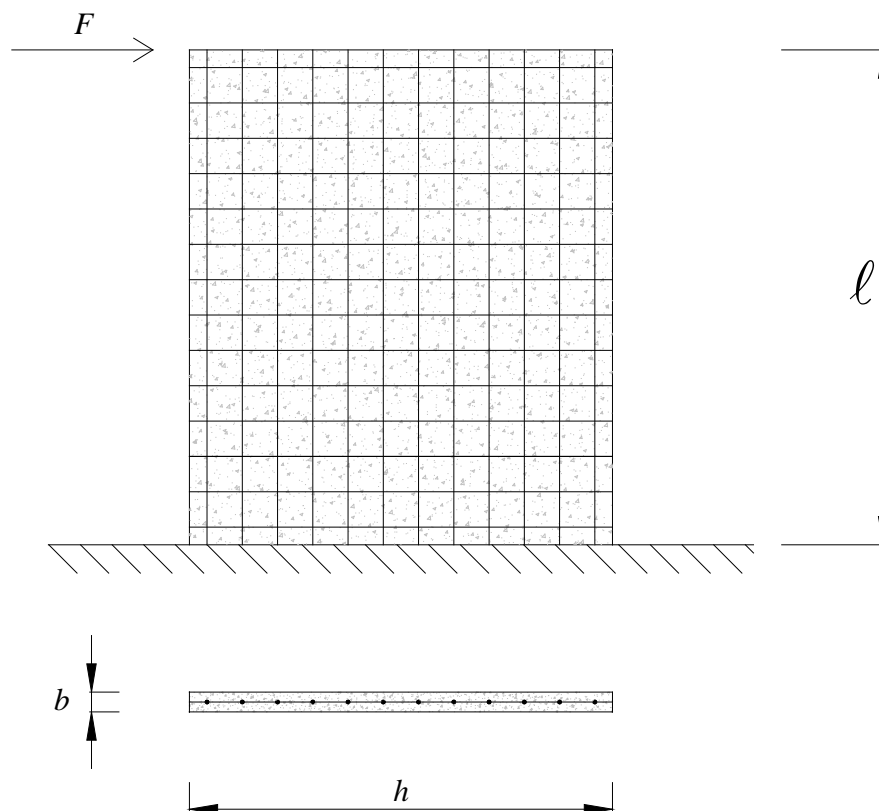


Figura 16.9. Parete in c.c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ soggetta ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità.

Si adotta uno schema statico di mensola verticale di lunghezza ℓ caricata da una forza concentrata orizzontale F applicata in corrispondenza della estremità libera.

In questo capitolo, per un fissato valore di sforzo normale N , si valutano i valori di forza orizzontale F corrispondenti ai momenti flettenti di snervamento e ultimi relativi alla sezione di base e calcolati in precedenza.

La forza F_{y1} che porta la sezione di base della parete in condizioni di “primo snervamento”, per un fissato valore di sforzo normale N , è data da:

$$F_{y1} = \frac{M_{y1}}{\ell} \quad (16.138)$$

dove M_{y1} è fornito dalla (16.120).

La forza F_{ys} che porta la sezione di base della parete in condizioni di “snervamento sostanziale”, per un fissato valore di sforzo normale N , è data da:

$$F_{ys} = \frac{M_{ys}}{\ell} \quad (16.139)$$

dove M_{ys} è fornito dalla (16.125).

La forza $F_{u, sb}$ che porta la sezione di base della parete in condizioni ultime (a rottura), adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, per un fissato valore di sforzo normale N , è data da:

$$F_{u, sb} = \frac{M_{u, sb}}{\ell} \quad (16.140)$$

dove $M_{u, sb}$ è fornito dalla (16.129).

La forza $F_{u, tr}$ che porta la sezione di base della parete in condizioni ultime (a rottura), adottando un legame costitutivo di tipo triangolare per il calcestruzzo compresso, per un fissato valore di sforzo normale N , è data da:

$$F_{u, tr} = \frac{M_{u, tr}}{\ell} \quad (16.141)$$

dove $M_{u, tr}$ è fornito dalla (16.137).

E' ora possibile valutare le sovraresistenze che esistono tra la forza che porta la sezione di base della parete in condizioni ultime (a rottura) e la forza corrispondente allo “snervamento sostanziale” definendo il parametro Ω come segue:

$$\Omega = \frac{F_u}{F_{ys}} \quad (16.142)$$

Si tratta di sovraresistenze relative alla singola parete. Esistono altre sovraresistenze relative alla struttura composta da più pareti, che si possono valutare solo operando a livello di struttura e non di elemento.

16.1.3.2 La rigidezza della parete

Data la particolare configurazione geometrica delle pareti che costituiscono il sistema portante delle strutture oggetto di questa tesi, è importante che la rigidezza della singola parete sia calcolata considerando il contributo:

- flessionale e
- tagliante.

Inoltre, è necessario tenere conto delle effettive condizioni di fessurazione della parete. Infatti, prima dello snervamento dell'acciaio delle barre di armatura, cioè in campo elastico-lineare, la parete in c.c.a. (di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$, soggetta ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità, vedi Figura 16.1.10) può trovarsi in due condizioni:

1. la parete non è fessurata (condizione interamente reagente – condizione 1, *uncracked*);
2. la parete è fessurata lungo tutta la sua altezza (condizione totalmente fessurata – condizione 2, *fully-cracked*).

Nel presente studio vengono riportate le formule teoriche messe a punto per la valutazione della rigidezza nelle due condizioni sopra elencate.

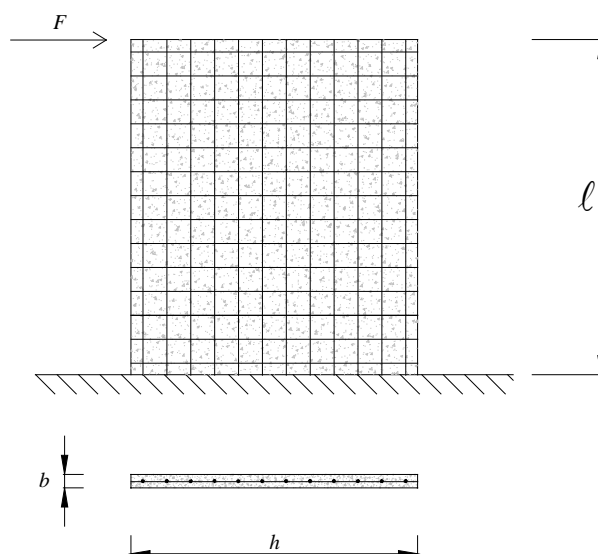


Figura 16.1.10. Parete in c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ soggetta ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità.

16.1.3.2.1 Le aree della sezione

16.1.3.2.1.1 Area della sezione in condizioni interamente reagenti (*uncracked*)

Si consideri la sezione rettangolare in c.a. con armatura verticale diffusa interamente reagente rappresentata in Figura 16.1.11.

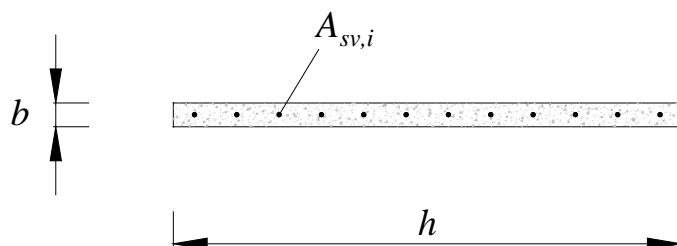


Figura 16.1.11. Sezione in c.c.a. di forma rettangolare $b \times h$ caratterizzata da una serie di barre verticali di armatura tutte dello stesso diametro ed equidistanti tra loro (sezione ad armatura diffusa).

L'area della sezione interamente reagente, (indicata in seguito con il simbolo A_1 o con $A_{\text{uncracked}}$) risulta pari a (omogeneizzando l'acciaio a calcestruzzo):

$$A_1 = A_{\text{uncracked}} = (1 + n_G \rho) bh \quad (16.143)$$

In cui:

b è lo spessore della parete (che per la parete sandwich risulta pari ad $4 \text{ cm} + 4 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$);

h è la larghezza delle parete;

$n_G = \frac{G_s}{G_c}$ è il coefficiente di omogeneizzazione;

$\rho = \frac{A_s}{bh}$ è la percentuale geometrica di armatura verticale della parete.

16.1.3.2.1.2 Area della sezione in condizioni totalmente fessurate (fully cracked)

Si consideri la sezione rettangolare in c.a. con armatura verticale diffusa in condizioni di totale fessurazione rappresentata in Figura 16.1.12. Congruentemente con le classiche ipotesi valide per le strutture in c.a. tradizionali, nella valutazione dell'area della sezione in condizioni totalmente fessurate viene trascurata la resistenza a trazione del calcestruzzo.

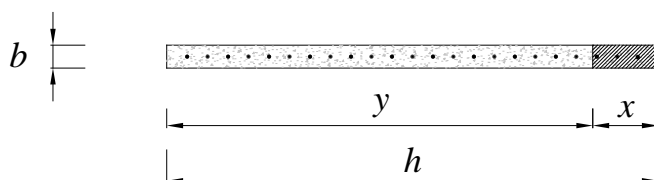


Figura 16.1.12. Sezione rettangolare in c.c.a. con armatura diffusa in condizioni fessurate.

L'area della sezione fessurata, (indicata in seguito con il simbolo A_2 o con $A_{\text{fully cracked}}$) risulta pari a:

$$A_2 = A_{\text{fully cracked}} = bx + n_G \rho bh + n_G \cdot A_{\text{catena}} \cdot 2 \quad (16.144)$$

In cui:

x è la posizione dell'asse neutro;

A_{catena} è l'area della singola catena.

16.1.3.2.2 I momenti di inerzia della sezione

16.1.3.2.2.1 Momento di inerzia della sezione in condizioni interamente reagenti (uncracked)

Si consideri la sezione rettangolare in c.a. con armatura verticale diffusa interamente reagente rappresentata in Figura 16.1.11.

Il momento di inerzia della sezione interamente reagente, (indicata in seguito con il simbolo J_1 o con $J_{uncracked}$) risulta pari a (omogeneizzando l'acciaio a calcestruzzo):

$$J_1 = J_{uncracked} = (1 + n\rho) \frac{bh^3}{12} \quad (16.145)$$

In cui:

b è lo spessore della parete (pari ad 4 cm + 4 cm = 8 cm);

h è la larghezza delle parete;

$n = \frac{E_s}{E_c}$ è il coefficiente di omogeneizzazione;

$\rho = \frac{A_s}{bh}$ è la percentuale geometrica di armatura verticale della parete.

16.1.3.2.2.2 Momento di inerzia della sezione in condizioni totalmente fessurate (fully cracked)

Si consideri la sezione rettangolare in c.a. con armatura verticale diffusa in condizioni di totale fessurazione rappresentata in Figura 16.1.12. Congruentemente con le classiche ipotesi valide per le strutture in c.a. tradizionali, nella valutazione dell'area della sezione in condizioni totalmente fessurate viene trascurata la resistenza a trazione del calcestruzzo.

Il momento di inerzia della sezione fessurata valutato rispetto al baricentro della sezione, (indicata in seguito con il simbolo J_2 o con $J_{fully\ cracked}$) risulta pari a:

$$J_2 = J_{fully\ cracked} = \frac{bx^3}{3} + n\rho \frac{bh^3}{12} + n\rho bh(h/2 - x)^2 + n \cdot A_{catena} \cdot (h - c - x)^2 + n \cdot A_{catena} \cdot (x - c)^2 \quad (16.146)$$

In cui:

x è la posizione dell'asse neutro;

c è il copriferro della catena.

16.1.3.2.3 Rigidezza a flessione

16.1.3.2.3.1 Rigidezza a flessione in condizioni interamente reagenti (condizione 1, uncracked)

La rigidezza a flessione in condizioni interamente reagenti di una parete verticale a mensola soggetta ad una forza concentrata in sommità è data dalla seguente relazione:

$$k_{flessione,1} = k_{flessione,uncracked} = \frac{3E_c J_1}{\ell^3} \quad (16.147)$$

In cui:

ℓ è l'altezza della parete;

E_c è il modulo di elasticità del calcestruzzo;

J_1 è il momento di inerzia della sezione in c.a. interamente reagente.

16.1.3.2.3.2 Rigidezza a flessione in condizioni totalmente fessurate (condizione 2, fully cracked)

La rigidezza a flessione in condizioni totalmente fessurate di una parete verticale a mensola soggetta ad una forza concentrata in sommità è data dalla seguente relazione:

$$k_{flessione,2} = k_{flessione,2uncracked} \frac{3E_c J_2}{\ell^3} \quad (16.148)$$

In cui:

J_2 è il momento di inerzia della sezione in condizioni totalmente fessurate.

16.1.3.2.4 Rigidezza a taglio

16.1.3.2.4.1 Rigidezza a taglio in condizioni interamente reagenti (condizione 1, uncracked)

La rigidezza a taglio in condizioni interamente reagenti di una parete verticale a mensola soggetta ad una forza concentrata in sommità è data dalla seguente relazione:

$$k_{taglio,1} = \frac{G_c A_1}{\ell \cdot \chi} \quad (16.149)$$

In cui:

ℓ è l'altezza della parete;

G_c è il modulo di elasticità tangenziale del calcestruzzo: $G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu_c)}$

ν_c è il coefficiente di dilatazione trasversale del calcestruzzo (coefficiente di Poisson);

χ è il fattore di taglio che, per una sezione rettangolare, vale 1.2;

A_1 l'area della sezione interamente reagente.

16.1.3.2.4 Rigidezza a taglio in condizioni totalmente fessurate (condizione 2, fully cracked)

La rigidezza a taglio in condizioni totalmente fessurate di una parete verticale a mensola soggetta ad una forza concentrata in sommità è data dalla seguente relazione:

$$k_{\text{taglio},2} = \frac{G_c A_2}{\ell \cdot \chi} \quad (16.150)$$

In cui:

A_2 è l'area della sezione in condizioni totalmente fessurate.

16.1.3.2.5 Rigidezza complessiva

16.1.3.2.5.1 Rigidezza complessiva in condizioni interamente reagenti (condizione 1, uncracked)

La rigidezza complessiva in condizioni interamente reagenti k_1^* di una parete verticale a mensola soggetta ad una forza concentrata in sommità (Figura 16.1.10) è data dalla seguente relazione:

$$k_1^* = \left(\frac{1}{k_{\text{flessione},1}} + \frac{1}{k_{\text{taglio},1}} \right)^{-1} = \frac{k_{\text{flessione},1} \cdot k_{\text{taglio},1}}{k_{\text{taglio},1} + k_{\text{flessione},1}} \quad (16.151)$$

16.1.3.2.5.2 Rigidezza complessiva in condizioni totalmente fessurate (condizione 2, fully cracked)

La rigidezza complessiva in condizioni di totale fessurazione k_2^* di una parete verticale a mensola soggetta ad una forza concentrata in sommità è data dalla seguente relazione:

$$k_2^* = \left(\frac{1}{k_{\text{flessione},2}} + \frac{1}{k_{\text{taglio},2}} \right)^{-1} = \frac{k_{\text{flessione},2} \cdot k_{\text{taglio},2}}{k_{\text{flessione},2} + k_{\text{taglio},2}} \quad (16.152)$$

16.1.3.3 Determinazione della capacità duttile $\mu\Delta$

In questo capitolo si presentano gli sviluppi analitici necessari per la valutazione degli spostamenti dell'elemento strutturale (pannello) in condizioni di “primo snervamento” e di “snervamento sostanziale”.

In generale, è ben noto (Paulay & Priestley 1992) che lo spostamento di un nodo di un elemento strutturale è dato, in forma analitica, dal momento statico del diagramma delle curvature nello stato considerato (es. primo snervamento o snervamento sostanziale) calcolato rispetto al nodo in questione.

16.1.3.3.1 Determinazione dello spostamento in condizioni di “primo snervamento” Δ_{y1}

Calcolando il momento statico del diagramma delle curvature per un pannello/mensola di altezza ℓ in condizioni di “primo snervamento”, si ottiene lo spostamento di primo snervamento come segue:

$$\Delta_{y1} = \frac{\phi_{y1}\ell}{2} \cdot \frac{2}{3}\ell = \frac{\phi_{y1}\ell^2}{3} \quad (16.153)$$

dove si è assunto che la curvatura ϕ abbia un andamento lineare lungo lo sviluppo ℓ del pannello.

In via alternativa, è anche possibile calcolare lo spostamento al limite elastico come (Paulay & Priestley 1992):

$$\Delta_{y1} = \frac{F_{y1}\ell^3}{3EJ} = \frac{M_{y1}\ell^2}{3EJ} \quad (16.154)$$

e dal momento che la curvatura ϕ , nella generica sezione, in campo elastico lineare è data da:

$$\phi = \frac{M}{EJ} \quad (16.155)$$

si ottiene:

$$\Delta_{y1} = \frac{\phi_{y1}\ell^2}{3} \quad (16.156)$$

dove la ϕ_{y1} è data dalla (16.94).

16.1.3.3.2 Determinazione dello spostamento in condizioni di “snervamento sostanziale” Δ_{ys}

Calcolando il momento statico del diagramma delle curvature per un pannello/mensola di altezza ℓ in condizioni di “snervamento sostanziale”, in via approssimata, si ottiene lo spostamento come segue:

$$\Delta_{ys} \cong \frac{\phi_{ys} \ell}{2} \cdot \frac{2}{3} \ell = \frac{\phi_{ys} \ell^2}{3} \quad (16.157)$$

dove la ϕ_{ys} è data dalla (16.96).

16.1.3.3.3 Determinazione della capacità duttile μ_{Δ}

Per lo schema statico fondamentale di una mensola in cemento armato di lunghezza ℓ , dotata di resistenza costante lungo il proprio asse e soggetta ad una forza trasversale concentrata F all'estremità libera, la duttilità cinematica in termini di spostamento della struttura $\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ è

esprimibile in funzione della duttilità flessionale della sezione in termini di curvatura $\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$

come segue (Paulay & Priestley 1992 pag. 141, vedi Appendice A1.1):

$$\mu_{\Delta} = 1 + 3\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) (\mu_{\phi} - 1) \quad (16.158)$$

in cui:

$$\alpha = \frac{\ell_p}{\ell} \quad (16.159)$$

(dove ℓ_p è la lunghezza della cerniera plastica, vedi Appendice A1.2) e

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (16.160)$$

(duttività flessionale della sezione in termini di curvatura).

Come lunghezza della cerniera plastica ℓ_p , si può adottare l'espressione convenzionale:

$$\ell_p = 0.08z + 0.02\phi_t f_{y[MPa]} \quad (16.161)$$

appositamente calibrata da Paulay & Priestley (1992 pag. 142, vedi Appendice A1.2) per la determinazione del contributo plastico allo spostamento ultimo dell'elemento strutturale a mensola.

Come curvatura di snervamento ϕ_y , si può adottare il valore di curvatura ϕ_{ys} in condizioni di "snervamento sostanziale" fornito dalla (16.96).

Come curvatura ultima ϕ_u , si può adottare il valore di curvatura $\phi_{u, sb}$ in condizioni ultime, adottando (in ogni caso, senza differenze sostanziali dal punto di vista ingegneristico) il legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso, fornito dalla (16.115).

Pertanto:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_{u, sb}}{\phi_{ys}} \quad (16.162)$$

16.1.3.3.4 Determinazione dello spostamento ultimo Δ_u

Dalla (16.4) si ha direttamente:

$$\Delta_u = \Delta_y \cdot \mu_\Delta \quad (16.163)$$

dove, come Δ_y è necessario utilizzare il Δ_{ys} fornito dalla (16.157), per cui si ha:

$$\Delta_u = \Delta_{ys} \cdot \mu_\Delta \quad (16.164)$$

16.1.3.3.5 Determinazione della rigidezza k in condizioni di snervamento

Dalla (16.3) si ha direttamente:

$$k = \frac{F_y}{\Delta_y} \quad (16.165)$$

Si può valutare la rigidezza k_1 in condizioni di “primo snervamento”:

$$k_1 = \frac{F_{y1}}{\Delta_{y1}} \quad (16.166)$$

Si può valutare la rigidezza k_s in condizioni di “snervamento sostanziale”:

$$k_s = \frac{F_{ys}}{\Delta_{ys}} \quad (16.167)$$

16.1.3.3.6 Relazione tra μ_Δ e μ_ϕ per una mensola in cemento armato

In questa sezione si richiamano i passaggi analitici riportati nella letteratura tecnica consolidata (Paulay & Priestley 1992 pag. 140-141) necessari per l'identificazione di una relazione tra la

duttilità cinematica in termini di spostamenti della struttura $\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ e la *duttilità flessionale*

della sezione in termini di curvatura $\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$, dove ϕ_y è la curvatura allo snervamento e ϕ_u è la

curvatura ultima della sezione.

Si consideri, ad esempio, il caso fondamentale di una mensola in cemento armato di lunghezza ℓ , dotata di resistenza costante lungo il proprio asse e soggetta ad una forza trasversale concentrata F all'estremità libera (rappresentata in Figura 16.13).

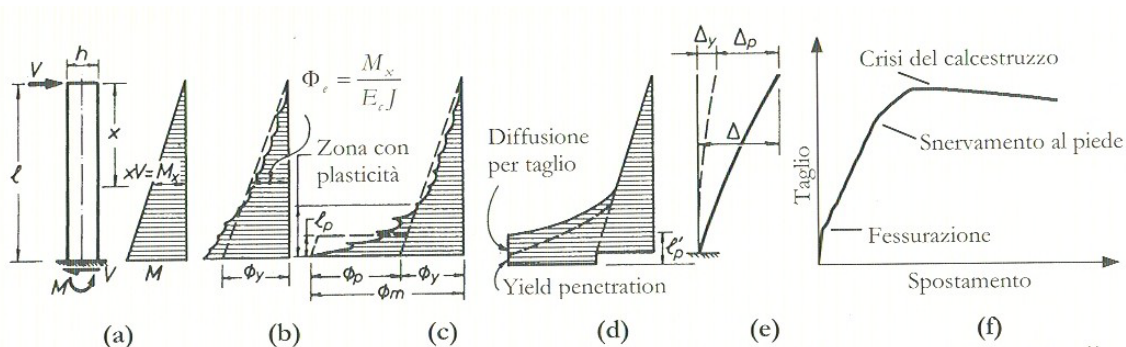


Figura 16.13. Risposta, in termini di momento, curvatura e curva forza-spostamento, di una mensola in cemento armato sollecitata da una forza orizzontale crescente posta in sommità (figura tratta da Petrini, Pinho & Calvi 2004 pag. 57, a sua volta adattata da Paulay & Priestley 1992 pag.139).

Per calcolare la capacità di duttilità μ_Δ , è sufficiente quindi valutare lo spostamento al limite elastico Δ_y e lo spostamento ultimo tollerabile dalla struttura Δ_u . Per fare ciò è indispensabile conoscere l'andamento del legame momento-curvatura della sezione trasversale (ipotizzata costante lungo tutto l'asse della trave), ed, in particolare, la curvatura al limite elastico ϕ_y e quella ultima tollerabile dalla sezione ϕ_u .

Lo spostamento al limite elastico vale:

$$\Delta_y = \frac{F_y \ell^3}{3EJ} = \frac{M_y \ell^2}{3EJ} = \frac{\phi_y \ell^2}{3} \quad (16.168)$$

dove si è assunto che la curvatura ϕ abbia un andamento lineare e sia fornita, nella generica sezione, dal rapporto $\frac{M}{EJ}$.

Lo spostamento ultimo tollerabile dalla struttura è dato da:

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p \quad (16.169)$$

dove Δ_p è lo spostamento prodotto dalla rotazione plastica θ_p che si verifica alla base della mensola. Tale rotazione interessa un concio della trave, di dimensioni finite, che prende usualmente il nome di *cerniera plastica*. Per cerniera plastica si intende un concio di elemento strutturale in cui, convenzionalmente, si suppongono applicate tutte le deformazioni plastiche di modo che la rotazione plastica vale:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) \ell_p \quad (16.170)$$

dove ℓ_p è la lunghezza della cerniera plastica. Al progredire delle deformazioni plastiche si ipotizza ancora ragionevolmente che le rotazioni si verifichino intorno al centro del concio plastico. In tal caso si ha:

$$\Delta_p = \theta_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} \right) = (\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} \right) \quad (16.171)$$

o anche:

$$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y) \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \ell^2 \quad (16.172)$$

avendo posto:

$$\ell_p = \alpha \cdot \ell \quad (16.173)$$

In definitiva, la duttilità della struttura è data da:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \ell^2}{\frac{\phi_y \ell^2}{3}} \quad (16.174)$$

che fornisce:

$$\mu_\Delta = 1 + 3\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \frac{\phi_u - \phi_y}{\phi_y} \quad (16.175)$$

$$\mu_\Delta = 1 + 3\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) (\mu_\phi - 1) \quad (16.176)$$

Questa equazione, che fornisce un legame tra μ_Δ e μ_ϕ , mostra che, per avere una data duttilità della struttura, essendo α molto minore dell'unità, è necessario potere fare affidamento su una duttilità della sezione molto maggiore.

In termini generali, la relazione tra la duttilità dell'elemento e la duttilità della sezione può essere scritta integrando le curvature lungo la lunghezza dell'asta (Paulay & Priestley 1992 pag. 140, Faella & Ramasco 2002 pag. 412):

$$\mu_\delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\int_0^\ell \phi(x) x dx}{\int_0^\ell \phi_e(x) x dx} = \frac{C_1 \cdot \phi_u}{C_2 \cdot \phi_y} = \frac{C_1}{C_2} \mu_\phi \quad (16.177)$$

dove $\phi(x)$ e $\phi_e(x)$ rappresentano la distribuzione delle curvature rispettivamente in corrispondenza dello spostamento ultimo e dello spostamento al limite elastico, C_1 e C_2 sono due costanti da determinare caso per caso e la distanza x è misurata a partire dall'estremità libera della mensola.

16.1.3.3.7 Considerazioni sulla cerniera plastica

La lunghezza della cerniera plastica gioca un ruolo fondamentale. Da un punto di vista teorico, la lunghezza della cerniera plastica potrebbe essere determinata sulla base dell'integrazione della distribuzione delle curvature, tuttavia tale procedura conduce a valori che non trovano riscontro nei dati sperimentali. Questa discrepanza è dovuta:

- sia alla difficoltà di descrivere l'effettiva distribuzione delle curvature nelle zone dove le deformazioni plastiche sono più elevate;
- sia al fatto che, al variare del materiale, giocano un ruolo significativo diversi fenomeni non tutti facilmente riproducibili per via analitica.

Per gli elementi delle strutture intelaiate, sono state fornite numerose relazioni che forniscono una stima soddisfacente della lunghezza della cerniera plastica (Faella & Ramasco 2002 pag. 413):

$$\ell_p = 0.25h + 0.075z \quad (\text{Sawyer 1964}) \quad (16.178)$$

$$\ell_p = 0.5h + 0.05z \quad (\text{Mattock 1967}) \quad (16.179)$$

$$\ell_p = 0.08z + 0.02\phi_l f_{y[MPa]} \quad (\text{Paulay \& Priestley 1992 pag. 142}) \quad (16.180)$$

dove h è l'altezza della sezione trasversale, z è la distanza della sezione critica dal punto di inversione del momento, ϕ_l è il diametro delle barre di armatura longitudinale e $f_{y[MPa]}$ la tensione di snervamento dell'acciaio (da esprimersi in $[MPa = \frac{N}{mm^2}]$).

Vale la pena ricordare la differenza (vedi Figura 16.13) che intercorre tra la lunghezza della cerniera plastica e la ampiezza della regione critica in cui si diffondono le plasticizzazioni (Paulay & Priestley 1992 pag. 142, Faella & Ramasco 2002 pag. 414):

- l'ampiezza della regione critica, di entità più rilevante, è la porzione di elemento in cui occorre porre una particolare cura nei dettagli costruttivi per ottenere adeguate capacità rotazionali;
- la cerniera plastica è invece una *astrazione di calcolo* che vuole individuare una zona dell'elemento strutturale in cui si pensa concentrata tutta la deformazione plastica e nella quale la curvatura è assunta costante, introdotta in modo convenzionale per ottenere una stima realistica dello spostamento ultimo della struttura.

16.1.3.3.8 Recenti sviluppi della ricerca sulla corretta determinazione della duttilità cinematica di una parete in c.a. per approcci progettuali agli spostamenti

Nel paragrafo 16.1.3.3.6 sono riassunti i passaggi logici per la identificazione della duttilità cinematica, con riferimento all'esempio di una parete in c.a. a mensola. I risultati mostrati sono relativi a principi universalmente accettati nella comunità scientifica internazionale e descritti in dettaglio da Paulay & Priestley in una pubblicazione del 1992.

Quindici anni dopo, nel 2007, lo stesso Priestley, nel libro “*Displacement-Based Design of Structures*”, propone alcuni aggiornamenti nelle formule applicative per la determinazione delle caratteristiche deformative delle strutture. In sostanza tali formule, che in precedenza avevano uno scopo solamente indicativo (servivano a fornire l'ordine di grandezza), vengono ora specializzate in funzione di elementi quali la geometria strutturale e tenendo spesso conto di dettagli derivanti da risultanze sperimentali, a motivo del fatto che ora le considerazioni sulle deformazioni, per quanto riguarda i metodi di progettazione di nuova generazione, basati appunto sugli spostamenti, hanno assunto una fondamentale importanza.

In questa sezione vengono richiamati gli aggiornamenti proposti per tali formule ed i passaggi analitici che permettono di ottenere le nuove relazioni (Priestley et al. 2007, chapter 6). Di seguito si farà riferimento caso fondamentale della mensola in cemento armato, considerando le stesse notazioni adottate nella Figura 16.13. L'obiettivo è quello di stimare lo spostamento al limite elastico Δ_y , lo spostamento ultimo Δ_u e, conseguentemente, la duttilità cinematica

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}.$$

Determinazione della lunghezza della cerniera plastica ℓ_p :

Per la stima della lunghezza della cerniera plastica, ℓ_p ; Priestley et al. 2007 forniscono la seguente relazione, valida per le pareti portanti in cemento armato:

$$\ell_p = k \cdot \ell + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} \quad (16.181)$$

Dove:

ℓ e h sono, rispettivamente, la lunghezza della mensola in c.a. e l'altezza della sezione,

$$k = 0.2 \left(f_u / f_y - 1 \right) \leq 0.08,$$

f_u / f_y è il rapporto fra la tensione di rottura e di snervamento delle barre longitudinali di armatura,

$\ell_{sp} = 0.022d_{bl}f_{y[MPa]}$ è la lunghezza di “*strain penetration*”, ossia la lunghezza della penetrazione dello snervamento all’interno della fondazione (con f_y espresso in MPa e il diametro delle barre longitudinali d_{bl} espresso in mm)

Determinazione della duttilità cinematica:

Lo spostamento al limite elastico viene determinato in maniera analoga a quanto già riportato nel paragrafo 16.1.3.3.6, con l’aggiunta della lunghezza di strain penetration ℓ_{sp} , la quale produce un virtuale allungamento della lunghezza della mensola:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y (\ell + \ell_{sp})^2}{3} \quad (16.182)$$

Come già accennato, Priestley et al. 2007 (eq. 4.57a) fornisce per la curvatura allo snervamento della sezione, ϕ_y , la seguente relazione, valida per le pareti portanti in cemento armato a sezione rettangolare:

$$\phi_y = 2.0 \frac{\varepsilon_y}{h} \quad (16.183)$$

Per le pareti in cemento armato con sezione a T o I va utilizzata l’eq. 4.57e, qui di seguito riportata:

$$\phi_y = 1.5 \frac{\varepsilon_y}{h} \quad (16.184)$$

Quindi la (245) diventa:

$$\Delta_y = \frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2 ; \Delta_y = \frac{1.5\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2 \quad (16.185)$$

rispettivamente per pareti a sezione rettangolare e a T o I.

Allo stesso modo, lo spostamento ultimo Δ_u viene così specializzato (per pareti a sezione rettangolare):

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \Delta_y + \theta_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right) = \frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2 + (\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right) \quad (16.186)$$

Dove:

la curvatura ultima della sezione, ϕ_u vale:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{u,m}}{y_u} = \frac{\varepsilon_{u,m}}{0.95 \cdot h} \quad (16.187)$$

Infine, la duttilità cinematica della struttura (per pareti a sezione rettangolare) è data da:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2\varepsilon_y}{3h} (\ell + \ell_{sp})^2} \quad (16.188)$$

16.1.3.3.9 Determinazione della $\varepsilon_{su,m}$

Nelle formule precedenti, per la valutazione della curvatura ultima, ϕ_u (equazione (16.115) e (16.187)), compare la deformazione ultima dell'acciaio ε_{su} . In questo paragrafo ci si sofferma sul significato fisico di questa deformazione ultima per barre di armatura annegate in uno spessore di calcestruzzo, che, in condizioni ultime (a rottura), può essere fessurato oppure no a seconda della sezione trasversale della parete che si considera.

Il valore di ε_{su} , che va utilizzato nella relazione (16.115) e (16.187), è quello corrispondente alla deformazione ultima che provoca la rottura della barra più esterna della sezione della parete “ad armatura diffusa” (nei calcoli precedenti essa si è ipotizzata coincidente con la fibra più esterna di calcestruzzo teso e cioè si è trascurata la presenza del copriferro). Si consideri quindi la barra più esterna (quella soggetta a deformazione più elevata).

In condizioni ultime (a rottura), la situazione del sistema “barra-calcestruzzo che la ricopre” si potrebbe schematizzare come segue:

- il calcestruzzo è fessurato in modo discreto ovvero sono presenti fessure regolari ad una prefissata distanza che identificano conci di calcestruzzo integri (di ampiezza a);
- non vale più la perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo in modo continuo per ogni sezione trasversale del pannello: lungo la maggior parte dello sviluppo longitudinale della barra si ha scorrimento (slip) tra i due materiali e questo scorrimento è variabile da sezione a sezione raggiungendo il suo valore massimo in corrispondenza dell'apertura della fessura, mentre solo in alcuni punti (al centro dei conci di calcestruzzo integri) la perfetta aderenza si può considerare ancora valida in modo puntuale;
- nell'apertura della fessura, la barra di armatura è libera di deformarsi in modo indipendente dal calcestruzzo e quindi raggiunge il suo valore massimo $\varepsilon_{su,max}$ di deformazione ultima;
- tra una fessura e l'altra, il concio di calcestruzzo è sufficientemente integro per poter vincolare alla perfetta aderenza la barra di armatura in corrispondenza del centro del concio, dove pertanto la barra di armatura assume un valore locale di deformazione pari al valore di deformazione massima a trazione (senza rottura) del calcestruzzo ε_{ct} ;

- si può poi ipotizzare che, nel tratto intermedio della barra di armatura compreso tra l'apertura della fessura ed il centro del concio di calcestruzzo integro, la deformazione della barra vari secondo una legge che può essere lineare, sinusoidale, esponenziale con cuspidi in corrispondenza del centro del concio;
 - si deduce allora che lungo la barra d'armatura la deformazione varia con una legge periodica.
- Per queste ragioni, per la valutazione della curvatura ultima (equazione (16.115) e (16.187)), come deformazione ultima ε_{su} , bisogna considerare il valore medio $\varepsilon_{su,m}$ della deformazione ultima dell'acciaio della barra di armatura più esterna.

Il valore medio $\varepsilon_{su,m}$ può essere calcolato come la media dei valori assunti dalla deformazione della barra su una lunghezza di riferimento costituita da un singolo concio ed una singola fessura.

Si può scrivere, in generale, che:

$$\varepsilon_{su,m} = \kappa \cdot \varepsilon_{su,max} \quad (16.189)$$

cioè dal prodotto del valore massimo $\varepsilon_{su,max}$ della deformazione ultima (in corrispondenza dell'apertura della fessura) per un coefficiente riduttivo κ ("bond factor", fattore di aderenza) che dipende dallo specifico andamento della deformazione lungo lo sviluppo della barra, che, a sua volta, in generale dipende dal legame costitutivo dell'acciaio della barra (ed in particolare dallo strain hardening ratio del materiale), dal valore di ε_{su} raggiunto nella barra e dalla qualità dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

Il Bachmann propone la seguente formula per la stima del fattore di aderenza κ :

$$\kappa = \frac{\varepsilon_{su,m}}{\varepsilon_{su,max}} = \frac{2(1 + \varepsilon_{su,max}) \int_0^{a/2} \varepsilon_s(\zeta) d\zeta}{a \cdot \varepsilon_{su,max}} \quad (16.190)$$

(dove a è l'ampiezza del concio cioè la distanza tra due fessure, a meno dell'apertura della fessura) ed afferma che, in generale, può assumere valori compresi tra 0.1 ed 1.0:

$$\kappa = 0.1 \div 1.0 \quad (16.191)$$

In buona sostanza, si può comunque ragionevolmente assumere:

$$\kappa \cong 0.4 \quad (16.192)$$

e quindi:

$$\varepsilon_{su,m} \cong 0.4 \cdot \varepsilon_{su,max} \quad (16.193)$$

Per quanto riguarda poi specificatamente il valore massimo della deformazione ultima $\varepsilon_{su,max}$, in condizioni di carico ciclico (come può essere il caso di una prova ciclica pseudodinamica o il

caso dell'azione sismica) si può assumere (Strom 2005 pag. 154) il 50% del valore massimo $\varepsilon_{su, \text{prova di trazione monoassiale}}$ della deformazione ultima ottenuto da una prova di trazione monoassiale:

$$\varepsilon_{su, \max} \cong 0.50 \cdot \varepsilon_{su, \text{prova di trazione monoassiale}} \quad (16.194)$$

In definitiva, nella relazione (16.115) e (16.187), come deformazione ultima ε_{su} , non bisogna assumere il valore massimo ottenuto da una prova di trazione monoassiale $\varepsilon_{su, \text{prova di trazione monoassiale}}$ (ad esempio: = 22%), ma bisogna considerare il valore medio $\varepsilon_{su, m}$, fornito da:

$$\varepsilon_{su, m} = \kappa \cdot 0.50 \cdot \varepsilon_{su, \text{prova di trazione monoassiale}} \quad (16.195)$$

(ad esempio: $\varepsilon_{su, m} \cong 0.4 \cdot 0.50 \cdot 0.22 = 0.044 = 4.4\%$).

Si noti che, nella relazione (16.115) e (16.187), la curvatura ultima è funzione di $\varepsilon_{su, m}$:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su, m}}{y_u} \quad (16.196)$$

In virtù della (16.195) e dell'approssimazione $y_u \cong 0.9h$, si può stimare la curvatura ultima come segue:

$$\phi_u = \frac{\kappa \cdot 0.50 \cdot \varepsilon_{su, \text{prova di trazione monoassiale}}}{0.9h} \quad (16.197)$$

che, ad esempio, per $\kappa \cong 0.4$ e per $\varepsilon_{su, \text{prova di trazione monoassiale}} = 22\%$ conduce a:

$$\phi_u \cong \frac{0.4 \cdot 0.50 \cdot 0.22}{0.95h} = \frac{0.0463}{h} \quad (16.198)$$

Questo risultato è perfettamente in accordo con quanto trovato sperimentalmente da Paulay & Priestley (1992 pag. 406).

16.1.3.4 Determinazione delle capacità dissipative

Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente viene valutato considerando la relazione suggerita da Priestley, nel libro “*Displacement-Based Design of Structures*” (IUSS Press, Pavia, 2007, eq. 3.17a). Tale relazione, valida per strutture a pareti in c.a., è di seguito riportata:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_{\Delta} - 1}{\mu_{\Delta} \pi} \right) \quad (16.199)$$

in cui μ_{Δ} rappresenta la duttilità cinematica ottenuta come sopra esposto.

16.1.4 Resistenza al taglio

16.1.4.1 Determinazione della percentuale di armatura orizzontale necessaria per escludere la rottura fragile a taglio

Si consideri un pannello in c.c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ con percentuale di armatura diffusa verticale pari a ρ_v e percentuale di armatura diffusa orizzontale pari a ρ_o , e soggetto ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità, così come rappresentato in Figura 16.14.

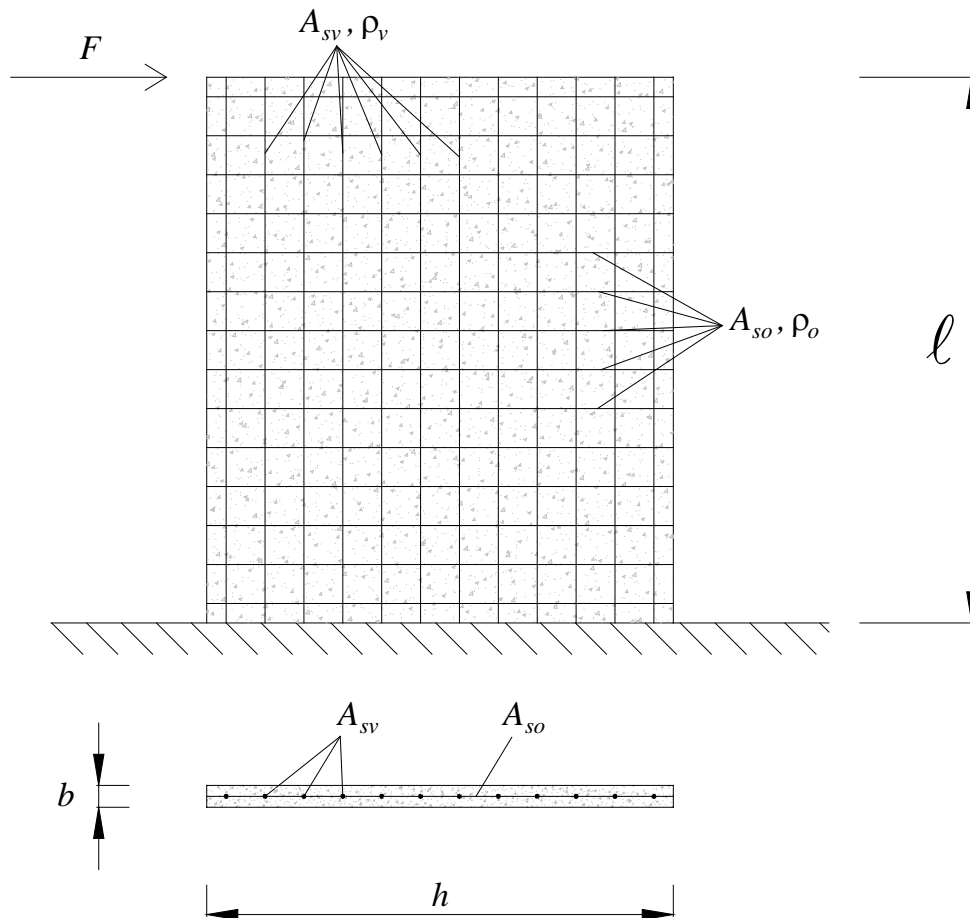


Figura 16.14. Pannello in c.c.a. di altezza ℓ e di sezione rettangolare $b \times h$ con percentuale di armatura diffusa verticale pari a ρ_v e percentuale di armatura diffusa orizzontale pari a ρ_o , e soggetto ad una forza concentrata orizzontale F in corrispondenza della sommità.

Si suppone che non siano presenti carichi verticali agenti sulla parete e che quindi la parete non sia sollecitata a sforzo normale ($N = 0$). Si vogliono determinare:

- il valore $F_{u,M}$ della forza F che manda in crisi la parete per flessione;
- il valore $F_{u,T}$ della forza F che manda in crisi la parete per taglio;

al fine di individuare il minore dei due e quindi il tipo di rottura (a flessione o a taglio) della sezione.

L'armatura verticale ($A_{sv} = \rho_v bh$) deve essere in grado di prendere la risultante delle trazioni R_s che nasce nella sezione per effetto del momento flettente applicato. Il momento flettente è massimo alla base del pannello e vale:

$$M = F\ell \quad (16.200)$$

Ipotizzando un braccio della coppia interna pari a $0.9 \cdot h$, si ha:

$$R_s = \frac{M}{0.9 \cdot h} = \frac{F\ell}{0.9 \cdot h} \quad (16.201)$$

e quindi:

$$A_{sv} = \frac{R_s}{f_y} = \frac{M}{0.9 \cdot h \cdot f_y} = \frac{F\ell}{0.9 \cdot h \cdot f_y} \quad (16.202)$$

Il valore ultimo $F_{u,M}$ della forza F che manda in crisi il pannello per flessione si ottiene ribaltando la (16.202) come segue:

$$F_{u,M} = A_{sv} 0.9 \cdot \frac{h}{\ell} \cdot f_y \quad (16.203)$$

e quindi:

$$F_{u,M} = \rho_v bh \cdot 0.9 \cdot \frac{h}{\ell} \cdot f_y \quad (16.204)$$

$$F_{u,M} = \rho_v b \cdot 0.9 \cdot \frac{h^2}{\ell} \cdot f_y \quad (16.205)$$

L'armatura orizzontale ($A_{so} = \rho_o b\ell$) deve essere in grado di prendere lo sforzo di scorrimento S_s che è pari al taglio presente nel pannello. Il taglio è costante in tutto il pannello e vale :

$$T = F \quad (16.206)$$

Ragionando su un concio $\Delta x = \ell$ pari a tutta l'altezza del pannello ed ipotizzando un braccio della coppia interna pari a $z = 0.9 \cdot h$, lo sforzo di scorrimento tra la sommità e la base del pannello vale:

$$S_s = \frac{T\Delta x}{z} = \frac{F\ell}{0.9 \cdot h} \quad (16.207)$$

e quindi:

$$A_{so} = \frac{S_s}{f_y} = \frac{T\Delta x}{z \cdot f_y} = \frac{F\ell}{0.9 \cdot h \cdot f_y} \quad (16.208)$$

Il valore ultimo $F_{u,T}$ della forza F che manda in crisi il pannello per taglio si ottiene ribaltando la (16.208) come segue:

$$F_{u,T} = A_{so} 0.9 \cdot \frac{h}{\ell} \cdot f_y \quad (16.209)$$

e quindi:

$$F_{u,T} = \rho_o b \ell \cdot 0.9 \cdot \frac{h}{\ell} \cdot f_y \quad (16.210)$$

$$F_{u,T} = \rho_o b \cdot 0.9 \cdot h \cdot f_y \quad (16.211)$$

Pertanto il rapporto tra il valore ultimo $F_{u,M}$ della forza che manda in crisi il pannello per flessione ed il valore ultimo $F_{u,T}$ della forza che manda in crisi il pannello per taglio vale:

$$\frac{F_{u,M}}{F_{u,T}} = \frac{\rho_v b \cdot 0.9 \cdot \frac{h^2}{\ell} \cdot f_y}{\rho_o b \cdot 0.9 \cdot h \cdot f_y} = \frac{\rho_v}{\rho_o} \frac{h}{\ell} \quad (16.212)$$

Per avere rottura per flessione del pannello (che è molto probabilmente di tipo duttile, se la sezione è ben progettata a flessione) e quindi per escludere la rottura per taglio del pannello (che è sicuramente di tipo fragile) deve essere:

$$\frac{F_{u,M}}{F_{u,T}} < 1 \quad (16.213)$$

e quindi:

$$\frac{\rho_v}{\rho_o} \frac{h}{\ell} < 1 \quad (16.214)$$

In generale, allora, per escludere una rottura a taglio del pannello, la percentuale di armatura orizzontale deve rispettare la seguente limitazione:

$$\rho_o > \rho_v \frac{h}{\ell} \quad (16.215)$$

Nel caso particolare in cui $\rho_v = \rho_o$ (come accade per pannelli in c.c.a. ritrovabili in commercio come quelli NIDYON), la rottura a taglio è automaticamente esclusa quando:

$$\frac{h}{\ell} < 1 \quad (16.216)$$

(base h del pannello minore dell'altezza ℓ del pannello), cioè quando i pannelli sono snelli e non tozzi, come accade nella maggior parte delle costruzioni civili a pannelli portanti (per effetto della presenza di aperture quali porte e finestre).

16.1.4.2 Resistenza a taglio nel piano

Per la valutazione teorica della resistenza taglio nel piano si adotta la formulazione classica del traliccio di Morsch ripresa anche dal DM 14/01/2008 (al paragrafo 4.1.2.1.3.2). Si noti come,

attraverso il precedente studio S2, si sia già verificata la validità di tale formulazione teorica per azioni di sforzo assiale e taglio agenti nel piano della parete.

Secondo tale formulazione, la resistenza a taglio della parete è data da:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Scd}) \quad (16.217)$$

In cui:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad \text{è la resistenza lato acciaio;}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad \text{è la resistenza lato calcestruzzo;}$$

b è la larghezza della sezione resistente ($b = 4 \text{ cm} + 4 \text{ cm}$).

A_{sw} è l'area dell'armatura resistente a taglio;

s è il passo delle armature orizzontali;

$\alpha = 90^\circ$ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale;

$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo;

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a:

- 1 per membrane non compresse
- $(1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
- 1,25 per $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,50 f_{cd}$
- $2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0,50 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione.

16.1.5 Resistenza a scorrimento alla base

Nella pratica corrente il fenomeno dello scorrimento fra due superfici può verificarsi in corrispondenza dell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi. Il DM 2008 non prevede verifiche in tal senso, mentre l'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) le contempla al paragrafo 6.2.5. Nella progettazione tale verifica viene condotta tipicamente in corrispondenza della sezione di base (al pianterreno) degli elementi verticali (pilastri o pareti), in quanto solitamente risulta essere il punto maggiormente sollecitato dalle azioni taglianti di origine sismica.

Di seguito si riportano le formule predittive in merito alla valutazione della resistenza a scorrimento

- secondo l'Eurocodice 2 (§ 1.6.1) e
- secondo due semplificazioni di tale formulazione:

- la prima (§ 1.6.2) in cui viene trascurata la resistenza a trazione del calcestruzzo,
- la seconda (§ 1.6.3) in cui, oltre alla resistenza a trazione del calcestruzzo, viene trascurato anche il contributo dello sforzo assiale.

16.1.5.1 Resistenza a scorrimento secondo l'Eurocodice 2

Si riporta il contenuto del paragrafo 6.2.5 dell'Eurocodice 2, in merito alla valutazione dell'“Azione tagliante nell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi”.

“La tensione tangenziale all'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi soddisfi la seguente espressione:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi}$$

dove:

V_{Edi} è il valore di progetto della tensione tangenziale all'interfaccia ed è data da:

$$V_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i)$$

β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata;

V_{Ed} è la forza di taglio trasversale;

z è il braccio della coppia interna della sezione composta;

b_i è la larghezza dell'interfaccia;

V_{Rdi} è la resistenza di progetto a taglio all'interfaccia ed è data da:

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

c e μ sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia (nel caso specifico si ha $\mu = 0.7$ e $c = 0.45$);

f_{ctd} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo;

σ_n tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che $\sigma_n < 0.6 \cdot f_{cd}$ e negativa se di trazione. Se σ_n è di trazione si raccomanda di assumere $c \cdot f_{ctd}$ pari a 0;

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}$$

dove:

A_s è l'area di armatura che attraversa l'interfaccia, compresa l'ordinaria armatura a taglio (se presente), adeguatamente ancorata ad entrambi i lati dell'interfaccia;

A_i è l'area del giunto;

$$\alpha = 90^\circ$$

ν è un coefficiente di riduzione della resistenza: $\nu = 0,6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ (f_{ck} in MPa)

f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo."

Pertanto, la resistenza a scorrimento di progetto valutata secondo l'Eurocodice 2 risulta dalla seguente relazione:

$$S_{Rd} = \nu_{Rdi} \cdot z \cdot b \quad (16.218)$$

16.1.5.2 Resistenza a scorrimento valutata trascurando il contributo del calcestruzzo

Volendo trascurare il contributo della resistenza a trazione del calcestruzzo si ottiene:

$$S_{Rd}^* = \mu \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{b \cdot h} + \rho f_{yd} \right) \cdot z \cdot b \leq 0.5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot z \cdot b \quad (16.219)$$

in cui:

S_{Rd}^* è la resistenza di progetto a taglio/scorrimento valutata trascurando il contributo del calcestruzzo;

$\mu = 0.7$ è un fattore che dipende dalla scabrezza dell'interfaccia;

N_{Ed} è lo sforzo assiale agente sulla parete;

b è la larghezza della sezione in cui vengono trasferite le tensioni tangenziali di scorrimento;

h è l'altezza della sezione in cui vengono trasferite le τ di scorrimento;

A_s è l'area di armatura che attraversa la sezione in cui vengono trasferite le τ di scorrimento;

f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio;

16.1.5.3 Resistenza a scorrimento valutata considerando il contributo delle sole armature

Volendo trascurare il contributo sia della resistenza a trazione del calcestruzzo sia dello sforzo assiale, viene presa in considerazione la sola resistenza a tranciamento delle armature; si ottiene quindi:

$$S_{Rd}^{**} = A_s \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (16.220)$$

in cui:

S_{Rd}^{**} è la resistenza di progetto a taglio/scorrimento valutata considerando il contributo delle sole armature;

A_s è l'area di armatura resistente a scorrimento (area delle barre di ripresa);

16.2 Le prove sperimentali

La campagna di prove sperimentali è stata condotta fra il dicembre 2005 e il febbraio 2007, presso il Laboratorio dell'Eucentre di Pavia. Le prove sono state ideate e progettate dal Prof. Ing. C. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro. Le prove sono state eseguite sotto il coordinamento del Responsabile del Laboratorio, Prof. Ing. A. Pavese.

16.2.1 Caratteristiche degli elementi provati

Le prove sono state eseguite su 4 pareti sandwich (di cui in Figura 16.15 è rappresentato il dettaglio delle armature) di dimensioni 300×275 cm e di spessore complessivo $s = 18$ cm (ovvero 4 cm + 10 cm + 4 cm).

La fondazione di ciascuna parete è stata dimensionata per rimanere in campo elastico lineare. Il collegamento tra le pareti e la fondazione è stato realizzato con 1+1 barre $\phi 8/50$ cm le quali, nel caso delle ultime due pareti provate (test n. 5 e 6) sono state inserite (come da particolare costruttivo), all'interno delle reti elettrosaldate che costituivano l'armatura diffusa della parete, mentre nel caso delle prime due pareti provate (test n. 1 e 2) tale accorgimento non è stato applicato. In corrispondenza delle estremità laterali delle pareti sono stati disposti $2+2\phi 12$ (*incatenamenti d'estremità*) all'interno di staffe orizzontali a U ($\phi 8/30$ cm). In corrispondenza della sommità di ciascuna parete è stato realizzato un cordolo di dimensioni pari a 18×25 cm armato con $2+2\phi 16$ e staffe $\phi 10/15$ cm. La connessione tra cordolo e parete è stata realizzata mediante barre ad U ($\phi 8/50$ cm) inserite all'interno delle reti elettrosaldate che costituivano l'armatura diffusa della parete.

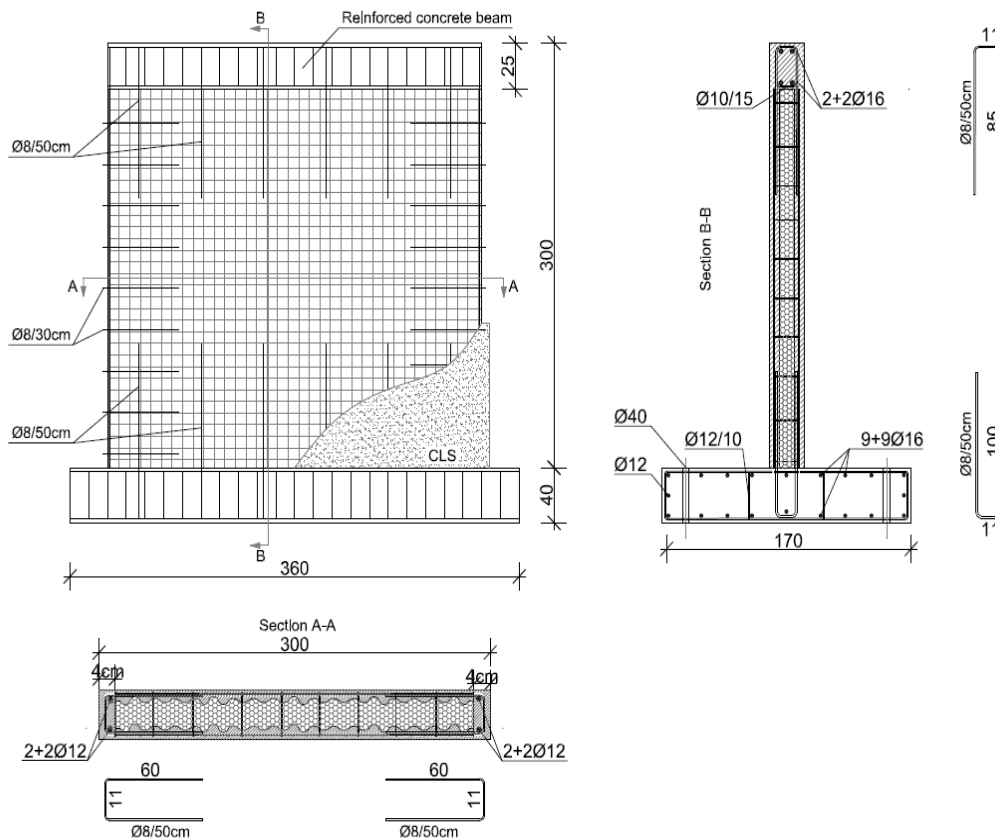


Figura 16.15. Dimensioni delle pareti provate e dettaglio delle armature.

16.2.2 Modalità di prova

Il carico ciclico orizzontale è stato applicato, con un martinetto idraulico, in corrispondenza del cordolo (Figura 16.16). Tutti i cicli di carico orizzontale sono stati sviluppati in controllo di spostamento imponendo alle pareti spostamenti massimi (*interstorey drifts*) positivi e negativi crescenti a passo non costante per 3 cicli completi di carico.

I carichi verticali sono stati applicati mediante due martinetti idraulici agenti su una trave metallica a doppio T munita di irrigidimenti verticali, appoggiata sopra il cordolo di sommità. Durante lo svolgimento delle prove il carico verticale è stato mantenuto costante. In Tabella 16-1 sono riportati i valori dei carichi verticali applicati durante ciascun test.

Durante le prove ciascuna parete è stata opportunamente controventata attraverso l'utilizzo di ritegni posti in corrispondenza del cordolo di sommità, al fine di impedire fenomeni indesiderati di instabilità laterale.

I carichi orizzontali sono stati incrementati fino al raggiungimento della condizione di “*collasso virtuale*”. Con tale espressione si intende il manifestarsi di una evidente riduzione della resistenza laterale dell'elemento provato. In corrispondenza di tale condizione è stato misurato lo spostamento ultimo sviluppato dalla parete e la prova è stata interrotta.

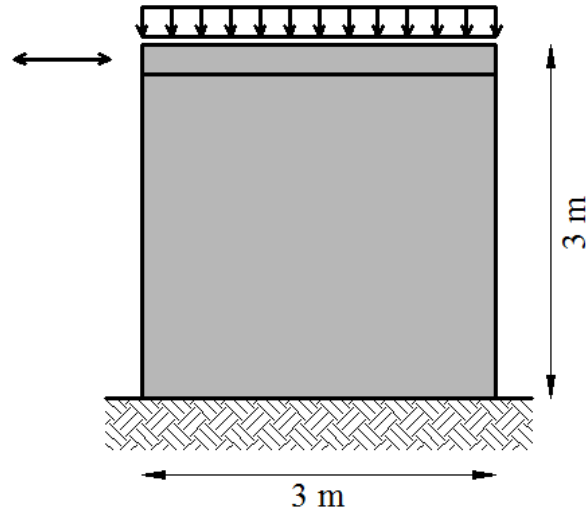


Figura 16.16. Schema di prova.

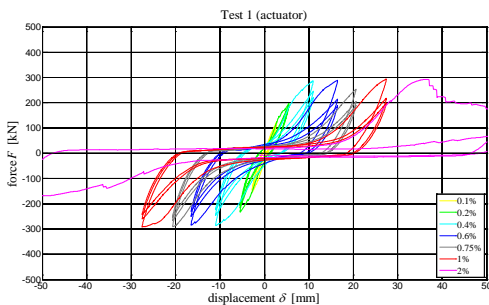
Tabella 16-1. Carichi verticali applicati alle pareti provate.

Test	Data	Carico Verticale [kN]	Peso della parete [kN]
1	22-12-05	50	20
2	20-01-06	100	20
5	09-02-07	100	20
6	15-02-07	250	20

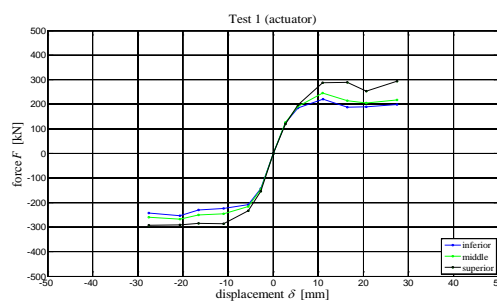
16.2.3 Risultati ottenuti

Le figure seguenti mostrano, rispettivamente, il diagramma forza-spostamento in sommità, l'involuppo dei diagrammi forza-spostamento e il quadro fessurativo osservato:

- per la prova n. 1: Figura 16.17 (a), (b) e (c);
- per la prova n. 2: Figura 16.18 (a), (b) e (c);
- per la prova n. 5: Figura 16.19 (a), (b) e (c);
- per la prova n. 6: Figura 16.20 (a), (b) e (c).



(a)

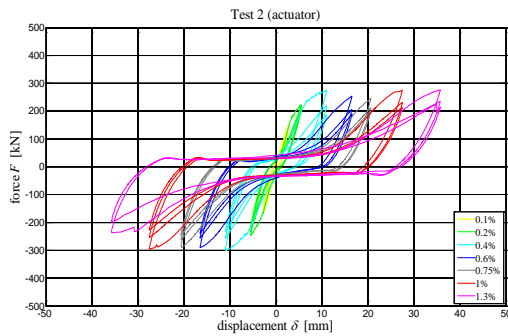


(b)

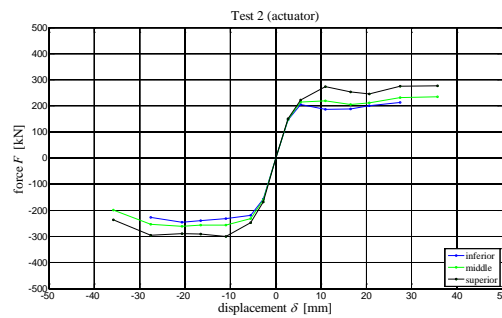


(c)

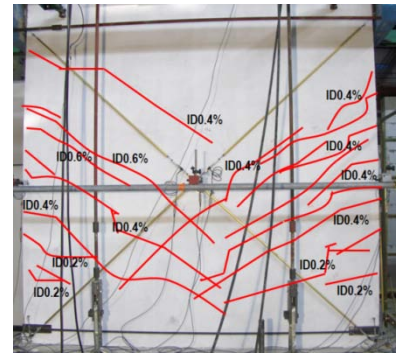
Figura 16.17. Prova 1 ($N = 50$ kN); (a) diagramma forza-spostamento in sommità, (b) involuppo dei diagrammi forza-spostamento e (c) quadro fessurativo osservato.



(a)

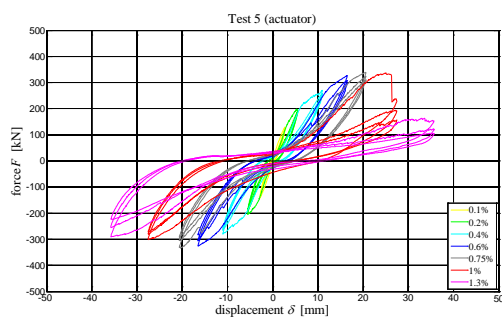


(b)

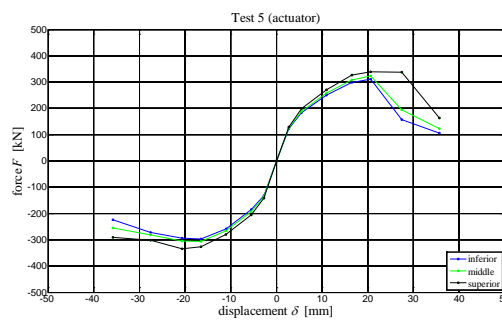


(c)

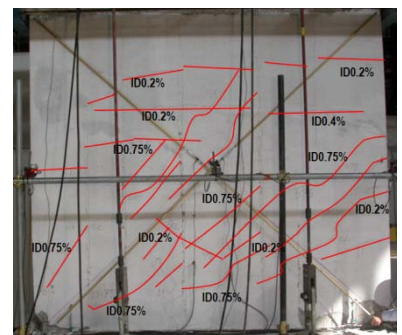
Figura 16.18. Prova 2 ($N = 100$ kN); (a) diagramma forza-spostamento in sommità, (b) involucro dei diagrammi forza-spostamento e (c) quadro fessurativo osservato.



(a)

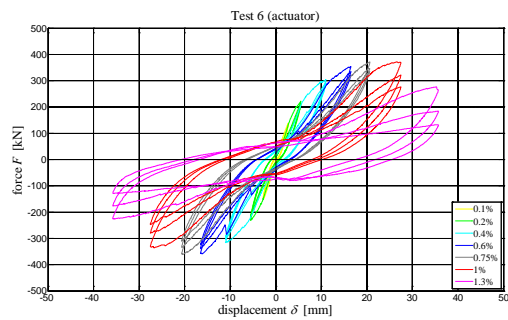


(b)

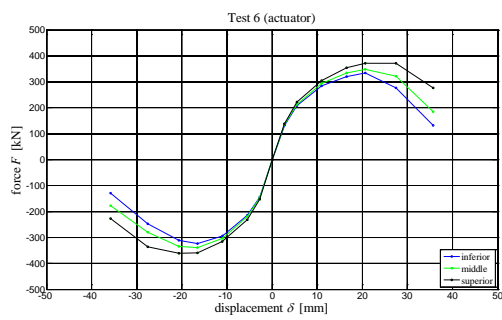


(c)

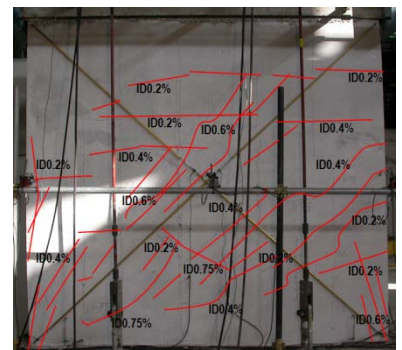
Figura 16.19. Prova 5 ($N = 100$ kN); (a) diagramma forza-spostamento in sommità, (b) involucro dei diagrammi forza-spostamento e (c) quadro fessurativo osservato.



(a)



(b)



(c)

Figura 16.20. Prova 6 ($N = 250$ kN); (a) diagramma forza-spostamento in sommità, (b) involucro dei diagrammi forza-spostamento e (c) quadro fessurativo osservato.

In Tabella 16-2 sono riportati i valori degli spostamenti imposti, dei corrispondenti interstorey drift, della velocità di applicazione degli spostamenti, del numero di cicli di carico applicati e delle massime forze misurate ad ogni ciclo sia in trazione, F_{IT} , che in compressione, F_{IC} .

Tabella 16-2. Spostamenti imposti, corrispondenti interstorey drifts, velocità di applicazione degli spostamenti, numero di cicli di carico applicati e massime forze misurate ad ogni ciclo sia in trazione che in compressione durante il (a) Test 1 ($N = 50$ kN); (b) Test 2 ($N = 100$ kN); (c) Test 5 ($N = 100$ kN); (d) Test 6 ($N = 250$ kN).

δ	ID	v	n.	F _{1T}	F _{1C}	F _{2T}	F _{2C}	F _{3T}	F _{3C}
[mm]	[%]	[mm/s]	cicli	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2.75	0.10	0.05	3	120.4	154.3	125.6	146.1	124.0	142.9
5.50	0.20	0.05	3	197.1	232.8	190.7	215.	185.7	207.8
11.00	0.40	0.10	3	288.4	286.6	245.6	245.1	220.1	224.3
16.50	0.60	0.15	3	289.0	285.2	214.6	250.2	188.1	230.5
20.60	0.75	0.30	3	253.7	291.	204.9	266.8	189.0	253.3
27.50	1.00	0.30	3	294.5	291.7	218.4	260.3	198.7	243.1
55.00	2.00	0.30	1	293.5	169.3	81.6	-	-	-

(a)

δ	ID	v	n.	F _{1T}	F _{1C}	F _{2T}	F _{2C}	F _{3T}	F _{3C}
[mm]	[%]	[mm/s]	cicli	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2.75	0.10	0.05	3	151.0	168.7	148.2	160.9	145.7	156.6
5.50	0.20	0.05	3	223.0	247.6	214.0	231.2	205.7	220.0
11.00	0.40	0.10	3	273.7	299.7	218.6	256.3	187.1	231.
16.50	0.60	0.15	3	253.9	290.8	205.6	256.1	188.2	239.8
20.62	0.75	0.30	3	245.2	289.2	211.9	261.6	201.2	245.4
27.50	1.00	0.30	3	275.1	295.2	231.2	253.7	213.5	226.9
35.75	1.30	0.30	2	276.1	236.0	235.6	198.7	-	-

(b)

δ	ID	v	n.	F _{1T}	F _{1C}	F _{2T}	F _{2C}	F _{3T}	F _{3C}
[mm]	[%]	[mm/s]	cicli	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2,75	0,10	0,05	3	128.6	141.3	125.5	135.8	122.4	132.6
5,50	0,20	0,05	3	199.1	204.6	188.7	192.4	184.1	185.2
11,00	0,40	0,10	3	270.3	279.6	257.9	265.3	250.8	257.6
16,50	0,60	0,15	3	327.3	326.1	307.4	305.8	297.9	297.1
20,62	0,75	0,30	3	339.3	334.1	324.2	305.5	311.1	294.5
27,50	1,00	0,30	3	336.7	301.3	194.1	281.4	156.5	272.9
35,75	1,30	0,30	3	163.6	290.4	122.6	255.5	105.8	223.9
41,25	1,50	0,40	1	100.5	210.0	-	-	-	-

(c)

δ	ID	v	n.	F _{1T}	F _{1C}	F _{2T}	F _{2C}	F _{3T}	F _{3C}
[mm]	[%]	[mm/s]	cicli	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2,75	0,10	0,05	3	138.0	152.3	135.8	146.9	134.0	144.5
5,50	0,20	0,05	3	221.8	231.2	213.7	219.5	208.5	214.2
11,00	0,40	0,10	3	304.5	316.1	294.4	302.5	285.3	293.8
16,50	0,60	0,15	3	354.3	359.7	334.3	339.	320.8	323.9
20,62	0,75	0,30	3	371.5	361.0	347.6	335.0	334.9	310.4
27,50	1,00	0,30	3	371.7	335.5	321.5	279.6	276.3	247.4
35,75	1,30	0,30	3	276.3	226.3	184.8	177.1	132.6	128.8
41,25	1,50	0,40	1	96.9	90.9	-	-	-	-

(d)

Da quanto emerso durante l'esecuzione delle prove, osservando anche i dati sopra riportati, risulta opportuno sottolineare come tutti gli elementi provati:

- non abbiano mai raggiunto un vero e proprio collasso; il carico orizzontale è stato incrementato fino alla condizione di “*collasso virtuale*”, così come sopra definita;
- abbiano sempre mostrato di mantenere la piena capacità portante nei confronti dei carichi verticali;
- abbiano manifestato un ridotto degrado della resistenza nei confronti dei carichi orizzontali, così come chiaramente desumibile dalle figure sopra riportate;
- abbiano raggiunto elevati valori della massima forza orizzontale applicata; infatti, i valori di carico orizzontale a snervamento ottenuti (circa 300 kN) sono stati sempre superiori ai carichi verticali di prova (compresi fra i 50 kN della Prova 1 e i 250 kN della Prova 6); la massima forza orizzontale applicata è sostanzialmente la stessa (circa 300 kN) per tutte le pareti e mostra di non essere significativamente influenzata dal valore del carico verticale applicato;
- abbiano manifestato un quadro fessurativo che indica un meccanismo di rottura di tipo flessionale.

16.3 Interpretazione dei risultati ottenuti

In questa sezione viene fornita l'interpretazione dei risultati delle prove sperimentali condotte. In particolare:

- nella sezione 16.3.1 vengono determinate le resistenze sperimentali (in termini di pressoflessione e taglio nel piano e di scorrimento) desumibili dalle prove effettuate, D_{exp} ;
- nella sezione 16.3.2 vengono determinati i valori sperimentali delle seguenti proprietà comportamentali desumibili dalle prove effettuate, D_{exp} : la duttilità cinematica, i fattori di sovrarresistenza, il rapporto α_u/α_1 , e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente;
- nella sezione 16.3.3 vengono determinati i valori sperimentali delle rigidezze desumibili dalle prove effettuate, D_{exp} ;
- nella sezione 16.3.4 vengono valutate le seguenti grandezze teoriche: (i) due differenti resistenze R (entrambe ottenute applicando le formule predittive definite al paragrafo 16.1):
 - R_d (resistenza teorica di progetto) resistenza valutata utilizzando le resistenze di progetto (*design strengths*) dei materiali f_{yd} , f_{cd} ;
 - R_{act} (resistenza teorica effettiva) resistenza valutata utilizzando le resistenze effettive (*actual strengths*) dei materiali $f_{y,act}$, $f_{c,act}$;(ii) le proprietà comportamentali e (iii) le rigidezze valutate con riferimento alle resistenze effettive (*actual strengths*) dei materiali $f_{y,act}$, $f_{c,act}$;
- nella sezione 16.3.5 viene effettuato il confronto fra le risultanze sperimentali ottenute D_{exp} , e le corrispondenti previsioni teoriche R_{act} e R_d
- infine, nella sezione 16.3.6 vengono sinteticamente riportate le osservazioni dedotte in seguito all'interpretazione analitico-sperimentale svolta.

16.3.1 Resistenze sperimentali a pressoflessione e taglio nel piano

Si definiscono le seguenti resistenze sperimentali, D_{exp} :

- Resistenza sperimentale a taglio nel piano $V_{D,exp}$, pari alla forza orizzontale massima $F_{D,exp,max}$ sopportata dalla parete;

- Resistenza sperimentale a scorrimento nel piano $S_{D,exp}$, pari alla forza orizzontale massima $F_{D,exp,max}$ sopportata dalla parete;
- Resistenza sperimentale a pressoflessione nel piano $M_{D,exp}^{riprese}$, pari al momento massimo alla base (sezione in cui si considerano agenti solo le armature di ripresa) valutato moltiplicando la massima forza orizzontale per la distanza (288 cm) tra l'asse dell'attuatore (punto di applicazione del carico orizzontale) e la sezione di base della parete;
- Resistenza sperimentale a pressoflessione nel piano $M_{D,exp}^{arm.diffuse}$, pari al momento massimo nella sezione posta a 30 cm dalla base (sezione in cui si considerano agenti solo le armature diffuse) valutato moltiplicando la massima forza orizzontale per la distanza (288 cm – 30 cm = 228 cm) tra l'asse dell'attuatore e la sezione in esame.

In realtà, dato che il meccanismo di rottura osservato è di tipo flessionale, solo le resistenze sperimentali a pressoflessione corrispondono effettivamente alla resistenza ultima della parete. Le resistenze a taglio osservate si configurano invece come le sollecitazioni agenti in presenza delle resistenze ultime a pressoflessione.

In dettaglio, si sono ottenuti i valori di seguito riportati.

- per la parete provata durante il Test 1 (N = 50 kN):

$$D_{exp} : \begin{cases} F_{D,exp,max} = 294.5 \text{ kN} \\ V_{D,exp} = 294.5 \text{ kN} \\ S_{D,exp} = 294.5 \text{ kN} \\ M_{D,exp}^{riprese} = F_{D,exp,max} \cdot 2.88 = 294.5 \cdot 2.88 = 848 \text{ kN m} \\ M_{D,exp}^{arm.diffuse} = F_{D,exp,max} \cdot 2.58 = 294.5 \cdot 2.58 = 760 \text{ kN m} \end{cases} \quad (16.221)$$

- per la parete provata durante il Test 2 (N = 100 kN):

$$D_{exp} : \begin{cases} F_{D,exp,max} = 299.7 \text{ kN} \\ V_{D,exp} = 299.7 \text{ kN} \\ S_{D,exp} = 299.7 \text{ kN} \\ M_{D,exp}^{riprese} = F_{D,exp,max} \cdot 2.88 = 299.7 \cdot 2.88 = 863 \text{ kN m} \\ M_{D,exp}^{arm.diffuse} = F_{D,exp,max} \cdot 2.58 = 299.7 \cdot 2.58 = 773 \text{ kN m} \end{cases} \quad (16.222)$$

- per la parete provata durante il Test 5 (N = 100 kN):

$$D_{\text{exp}} : \begin{cases} F_{D,\text{exp,max}} = 339.3 \text{ kN} \\ V_{D,\text{exp}} = 339.3 \text{ kN} \\ S_{D,\text{exp}} = 339.3 \text{ kN} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{riprese}} = F_{D,\text{exp,max}} \cdot 2.88 = 339.3 \cdot 2.88 = 977 \text{ kN m} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{arm. diffuse}} = F_{D,\text{exp,max}} \cdot 2.58 = 339.3 \cdot 2.58 = 875 \text{ kN m} \end{cases} \quad (16.223)$$

- per la parete provata durante il Test 6 (N = 250 kN):

$$D_{\text{exp}} : \begin{cases} F_{D,\text{exp,max}} = 371.7 \text{ kN} \\ V_{D,\text{exp}} = 371.7 \text{ kN} \\ S_{D,\text{exp}} = 371.7 \text{ kN} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{riprese}} = F_{D,\text{exp,max}} \cdot 2.88 = 371.7 \cdot 2.88 = 1071 \text{ kN m} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{arm. diffuse}} = F_{D,\text{exp,max}} \cdot 2.58 = 371.7 \cdot 2.58 = 959 \text{ kN m} \end{cases} \quad (16.224)$$

16.3.2 Proprietà comportamentali sperimentali (duttilità, fattori di sovrarresistenza, rapporto α_u / α_1 e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente)

16.3.2.1 Valutazione del differente comportamento a trazione e compressione osservato

Lo spostamento orizzontale è stato imposto alle pareti attraverso un attuatore “a doppio effetto”, in grado di agire cioè sia in trazione che in compressione. Da un punto di vista teorico, il comportamento pseudo-statico di ciascuna parete dovrebbe essere identico sia in trazione che in compressione, per ragioni di simmetria. In realtà, nel corso delle prove, a causa delle modalità di applicazione del carico, sono state osservate lievi differenze nella risposta della parete a seconda che l’attuatore agisse in trazione o in compressione.

In questa sezione viene valutata l’entità di tale problematica, al fine di verificare se sia possibile, nella trattazione successiva, fare riferimento a un involuppo medio ottenuto sommando indifferentemente gli involuppi relativi all’attuatore agente sia in trazione che in compressione.

I valori assoluti degli involuppi dei diagrammi forza-spostamento sono stati confrontati e sovrapposti nello stesso quadrante positivo assieme al loro involuppo medio. Come esempio, la Figura 16.21 presenta gli involuppi in trazione, compressione e il corrispondente involuppo medio relativi al primo, secondo e terzo ciclo di carico per la prova n. 1. I risultati relativi alle prove 2, 5 e 6 mostrano andamenti simili a quelli ottenuti per la prova 1.

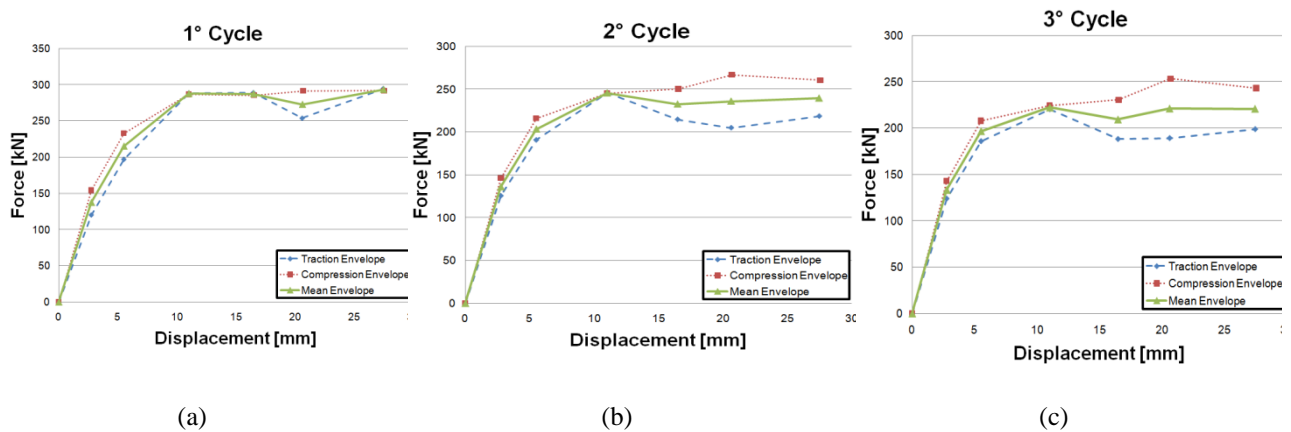


Figura 16.21. Prova 1: involuppo a trazione, compressione e involuppo medio relative al (a) primo, (b) secondo e (c) terzo ciclo di carico.

La Tabella 16-3 mostra, per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico, i valori medi dello standard error (così come definite da *Ang e Tang* nel libro “*Probability Concepts in Engineering, Emphasis on applications to civil and environmental engineering*”, 2007), valutato sugli interstorey drifts imposti mediante la formula seguente:

$$s_i = \frac{1}{J} \cdot \sum_{j=1}^J \sqrt{\frac{(F_{jT} - \mu_j)^2 + (F_{jC} - \mu_j)^2}{2}} \quad (16.225)$$

in cui:

J : è il numero totale di interstorey drifts imposti;

F_{jT} : è la massima forza raggiunta in trazione al j -esimo interstorey drift imposto in corrispondenza del i -esimo ciclo di carico;

F_{jC} : è la massima forza raggiunta in compressione al j -esimo interstorey drift imposto in corrispondenza del i -esimo ciclo di carico;

$$\mu_j = (F_{jT} + F_{jC}) / 2.$$

L'ultima colonna della Tabella 16-3 mostra, per una data prova, i valori medi sui cicli di s_i , valutati come:

$$\bar{s} = \frac{1}{3} \cdot \sum_{i=1}^3 s_i \quad (16.226)$$

Tabella 16-3. Media degli standard errors su tutti i cicli di carico per ciascuna prova.

Standard error su tutti i cicli				
[kN]				
	1° ciclo	2° ciclo	3° ciclo	Media sui cicli

Prova 1	9.65	15.49	16.36	13.83
Prova 2	14.96	16.23	14.87	15.35
Prova 5	14.01	18.70	19.28	17.33
Prova 6	9.81	6.59	6.07	7.49

Osservando i valori degli standard errors riportati nella Tabella 16-3, è possibile notare come questi siano limitati a valori inferiori a 17 kN e risultano quindi di entità trascurabile rispetto ai valori di forza ottenuti durante le tutte prove (dai 150 kN ai 300 kN). Pertanto, ciò consente di affermare che gli involucri in trazione e compressione forniscono valori sufficientemente simili fra loro e come, conseguentemente, risulti legittimo, nella trattazione successiva, fare riferimento a un involucro medio ottenuto sommando indifferentemente gli involucri relativi all'attuatore agente sia in trazione che in compressione.

16.3.2.2 Schematizzazione bilineare degli involucri del diagramma forza-spostamento

La schematizzazione bilineare degli involucri medi del diagramma forza-spostamento è stata definita come segue:

- a) la rigidezza k , che definisce il primo tratto elastico lineare del diagramma bilineare, è stata fissata pari alla rigidezza dell'involucro medio del diagramma forza-spostamento sperimentale;
- b) la forza di snervamento F_y , che identifica il secondo tratto del diagramma bilineare, è stata ricavata attraverso il criterio energetico proposto nelle FEMA (in particolare: FEMA 356/November 2000 - Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings.) imponendo l'uguaglianza delle aree comprese tra la curva reale e quella idealizzata;
- c) lo spostamento di snervamento δ_y , è stato valutato attraverso la relazione F_y/k ;
- d) lo spostamento ultimo δ_u , è stato assunto pari allo spostamento massimo raggiunto nella condizione di "collasso virtuale".

16.3.2.3 Definizioni delle proprietà comportamentali sperimentali

Per comprendere meglio i risultati delle prove sperimentali, si definiscono le seguenti proprietà comportamentali sperimentali:

- *duttilità cinematica sperimentale:*

$$\mu_{D,\text{exp}} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (16.227)$$

definita come il rapporto tra lo spostamento massimo/ultimo δ_u (misurato nella condizione di “*collasso virtuale*”), e lo spostamento di snervamento δ_y (valutato a partire da una schematizzazione bilineare del diagramma forza-spostamento), così come riportato nel lavoro scientifico di C. M. Uang “*Comparison of seismic force reduction factors used in U.S:A: and Japan.*” pubblicato nel 1991 sulla rivista “*Earthquake engineering and structural analysis*”;

- *fattore di sovrarresistenza Ω (overstrength factor) sperimentale:*

$$\Omega_{D,\text{exp}} = \frac{F_y}{F_{1y}} \quad (16.228)$$

definito come rapporto tra la forza di snervamento F_y , valutata a partire dalla schematizzazione bilineare del diagramma forza-spostamento e la forza di primo snervamento F_{1y} (“*first significant yield force*”, in corrispondenza della quale si forma la prima cerniera plastica), valutata a partire sia dall’involuppo del diagramma forza-spostamento che dalla corrispondente schematizzazione ideale, così come riportato nel lavoro scientifico di C. M. Uang, sopra citato;

- *fattore di sovrarresistenza Ω' (overstrength factor) sperimentale:*

$$\Omega'_{D,\text{exp}} = \frac{F_{\max}}{F_y} \quad (16.229)$$

definito come rapporto tra la forza massima F_{\max} , valutata a partire dall’involuppo del diagramma forza-spostamento e la forza di snervamento F_y , valutata a partire dalla schematizzazione bilineare del diagramma forza-spostamento;

- *rapporto α_u/α_1 sperimentale:*

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{D,\text{exp}} = \Omega_{D,\text{exp}} \cdot \Omega'_{D,\text{exp}} = \frac{F_y}{F_{1y}} \cdot \frac{F_{\max}}{F_y} = \frac{F_{\max}}{F_{1y}} \quad (16.230)$$

definito come il prodotto tra i fattori di sovrarresistenza sperimentali Ω_{sp} e Ω'_{sp} ;

- *coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sperimentale, $\xi_{eq,sp}$:*

$$\xi_{eq,D,\text{exp}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_{hist}}{k \cdot u_0^2} \quad (16.231)$$

definito come andamento del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente in funzione della deformazione delle pareti. Nella formula precedente, A_{hist} è l’energia dissipata dalla struttura in un singolo ciclo di isteresi; k è la rigidezza del sistema nel

ciclo di carico considerato e u_0 è il corrispondente spostamento. Questa grandezza è stata valutata con la formula suggerita da Jacobsen in 1930 (Jacobsen, L.S. Steady Forced Vibration as Influenced by Damping, Transactions, ASME 1930, 52: 169-181).

16.3.2.4 Duttività cinematica sperimentale

A titolo esemplificativo, la Figura 16.22 presenta le schematizzazioni bilineari ottenute a partire dagli involuipi medi dei diagrammi forza-spostamento relativi al primo, secondo e terzo ciclo di carico per la prova 1. Nella stessa figura sono inoltre riportati i valori dello spostamento di snervamento δ_y , dello spostamento ultimo δ_u , della forza di primo snervamento F_{1y} , e della forza di snervamento F_y .

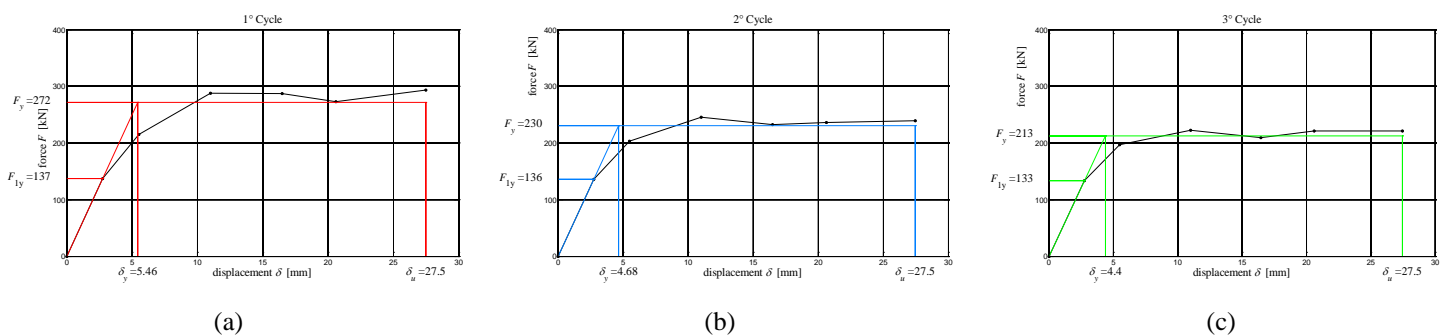


Figura 16.22. Prova 1: involuipo medio e corrispondente schematizzazione bilineare delle curve relative al (a) primo, (b) secondo e (c) terzo ciclo di carico.

La Tabella 16-4 mostra i valori di duttilità cinematica sperimentale ricavati per tutte le prova e per ciascun ciclo di carico assieme ai corrispondenti valori medi valutati sui cicli.

Tabella 16-4. Duttività cinematica sperimentale valutata per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico.

Duttività cinematica sperimentale				
	1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	Media sui cicli
	$\mu_{D,exp}$	$\mu_{D,exp}$	$\mu_{D,exp}$	
Prova 1	5.04	5.88	6.25	5.72
Prova 2	7.74	8.64	9.18	8.52
Prova 5	6.04	6.67	6.91	6.54
Prova 6	5.86	6.38	6.83	6.35
Media				6.78

16.3.2.5 Fattore di sovraresistenza sperimentale, $\Omega_{D,exp}$

La Tabella 16-5 mostra i valori del fattore di sovraresistenza sperimentale $\Omega_{D,exp}$, ottenuti per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico assieme al corrispondente valore medio.

Tabella 16-5. Fattore di sovraresistenza sperimentale $\Omega_{D,exp}$ valutato per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico.

Fattore di sovraresistenza sperimentale $\Omega_{D,exp}$				
	1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	Media sui cicli
	$\Omega_{D,exp}$	$\Omega_{D,exp}$	$\Omega_{D,exp}$	
Prova 1	1.99	1.69	1.60	1.76
Prova 2	1.68	1.49	1.42	1.53
Prova 5	2.14	1.93	1.86	1.98
Prova 6	2.21	2.03	1.89	2.04

16.3.2.6 Fattore di sovraresistenza sperimentale, $\Omega'_{D,exp}$

La Tabella 16-6 mostra i valori di del fattore di sovraresistenza sperimentale $\Omega'_{D,exp}$, ottenuti per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico assieme al corrispondente valore medio.

Tabella 16-6. Fattore di sovraresistenza sperimentale $\Omega'_{D,exp}$ valutato per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico.

Overstrength Factor $\Omega'_{D,exp}$				
	1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	Media sui cicli
	$\Omega'_{D,exp}$	$\Omega'_{D,exp}$	$\Omega'_{D,exp}$	
Prova 1	1.08	1.07	1.04	1.06
Prova 2	1.07	1.05	1.04	1.05
Prova 5	1.17	1.24	1.27	1.23
Prova 6	1.14	1.19	1.23	1.19

16.3.2.7 Rapporto α_u/α_1 sperimentale

Il rapporto α_u/α_1 , definito nel paragrafo 7.3.1 “Analisi lineare e non lineare” del DM 14/01/2008 come il “rapporto tra il valore dell’azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione”, è valutato sulla base dei risultati sperimentali ottenuti come il prodotto tra $\Omega \cdot \Omega'$.

La Tabella 16-7 mostra i valori sperimentali del rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$ ottenuti per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico assieme al corrispondente valore medio.

Tabella 16-7. Rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$ sperimentale valutato per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico.

$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$				
	1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	
	$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$	Media sui cicli
Prova 1	2.14	1.80	1.67	1.87
Prova 2	1.79	1.56	1.48	1.61
Prova 5	2.49	2.40	2.37	2.42
Prova 6	2.53	2.42	2.32	2.42

16.3.2.8 Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sperimentale

La Figura 16.23 mostra, per le quattro pareti provate, l'andamento dei valori medi (misurati sui tre cicli di carico applicati) del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente.

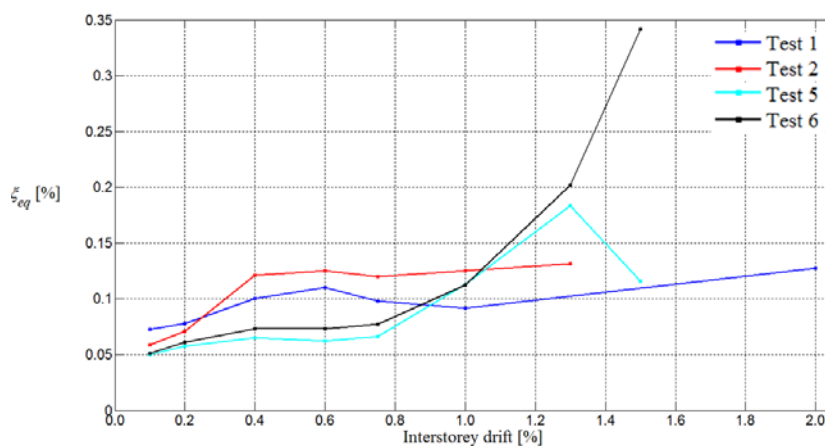


Figura 16.23. Valori medi del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sperimentale per le pareti provate in funzione della deformazione.

16.3.2.9 Osservazioni sulle proprietà comportamentali sperimentali

Dai risultati in termini di proprietà comportamentali sperimentali riportati nei paragrafi precedenti, è possibile notare che le pareti provate sono caratterizzate da:

- un buon comportamento duttile (valori della duttilità cinematica sperimentale compresi tra 5.04 e 9.18);

- valori del fattore di sovraresistenza sperimentale $\Omega_{D,exp} = F_y/F_{1y}$ compresi tra 1.42 e 2.21;
- valori del fattore di sovraresistenza sperimentale $\Omega'_{D,exp} = F_{max}/F_y$ compresi tra 1.04 e 1.27;
- valori del rapporto α_u/α_1 sperimentale compresi tra 1.48 e 2.53, superiori a quelli tipicamente prescritti dalle normative anche per le struttura a telaio (il DM 14/01/2008 prescrive valori del coefficiente α_u/α_1 compresi tra 1.1 e 1.3 per le “*strutture a telaio o miste equivalenti a telai*” e compresi tra 1.0 e 1.2 per le “*strutture a pareti o miste equivalenti a pareti*”);
- valori dello smorzamento viscoso equivalente sperimentale pari a circa il 6% per bassi interstorey drift e a circa il 10% per gli interstorey drift più elevati.

16.3.3 Rigidezze sperimentali

La rigidezza sperimentale è data dal rapporto tra il valore medio fra le forze massime misurate (con attuatore in trazione ed in compressione) durante i tre cicli di carico imposti ad un ID di 0.1% e il corrispondente spostamento imposto, in particolare:

$$K_0 = \frac{F_{media}(0.1\%)}{\delta(0.1\%)} = \frac{F_{1T} + F_{1C} + F_{2T} + F_{2C} + F_{3T} + F_{3C}}{2.75} \quad (16.232)$$

In Tabella 16-8 sono riportati, per ogni prova, i valori delle massime forze misurate ad ogni ciclo sia in trazione, F_{iT} , che in compressione, F_{iC} , durante i tre cicli di carico imposti l’ID pari a 0.1%, i corrispondenti valori medi e le corrispondenti rigidezze sperimentali.

Tabella 16-8. Valori delle massime forze misurate ad ogni ciclo (sia in trazione che in compressione) durante i tre cicli di carico imposti per gli ID pari a 0.1%, corrispondenti valori medi e rigidezze sperimentali.

Prova	N	ID	δ	F_{1T}	F_{1C}	F_{2T}	F_{2C}	F_{3T}	F_{3C}	F_{media}	$k_{Sp,media}$
	[kN]	[%]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kg/cm]
1	50	0.10	2.75	120.4	154.3	125.6	146.1	124.0	142.9	135.53	49285
2	100	0.10	2.75	151.0	168.7	148.2	160.9	145.7	156.6	155.18	56429
5	100	0.10	2.75	128.6	141.3	125.5	135.8	122.4	132.6	131.02	47642
6	250	0.10	2.75	138.0	152.3	135.8	146.9	134.0	144.5	141.93	51612

16.3.4 Applicazione delle formule predittive

16.3.4.1 Dati meccanici e geometrici utilizzati

Resistenze dei materiali:

- calcestruzzo di classe C25/30:

- resistenze di progetto;

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 250}{1.5} = 141 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctd} = 17.51 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad \text{resistenza a trazione del calcestruzzo}$$

- resistenze effettive (resistenze medie ricavate a partire da prove condotte su provini prelevati in fase di esecuzione delle pareti);

$$R_{c,act} = 260 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{c,act} = 0.83 \cdot R_{c,act} = 0.83 \cdot 260 = 216 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ct,act} = 23.27 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad \text{resistenza a trazione del calcestruzzo}$$

$$E_{c,act} = 10 \cdot 22000 \left(f_{c,act} / 10 \right)^{0.3} = 277100 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2};$$

$$G_{c,act} = \frac{E_{c,act}}{2(1+\nu)} = \frac{277100}{2(1+0.12)} = 123700 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

- acciaio:

- resistenze di progetto;

$$f_{yd} = \frac{4500}{1.15} = 3913 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{ud} = 5400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{yd} = \frac{4500}{1.15} = 3913 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5/5 \text{ cm})$$

$$f_{ud} = 5400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5/5 \text{ cm})$$

- resistenze effettive (resistenze medie ricavate a partire da prove condotte su provini prelevati in fase di esecuzione delle pareti);

$$f_{y,act} = 5300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{u,act} = 6300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{y,act} = 5300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm})$$

$$f_{u,act} = 6300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm})$$

Dati geometrici:

$$b = 4 + 4 = 8 \text{ cm}$$

$$h = 300 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$d = 298 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7; \quad n_G = \frac{G_s}{G_c} = 6;$$

Armature resistenti:

- Armature resistenti a flessione:

a) Sezione di base:

$$\text{Riprese: } 1+1\phi 8 / 50 \text{ cm} \rightarrow A_s = 2 \cdot \frac{300}{50} \cdot \pi \cdot \frac{0.8^2}{4} = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Catene: } 1+1\phi 12 \rightarrow A_s = 2 \cdot \pi \cdot \frac{1.2^2}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

b) Sezione "fine riprese":

$$\text{Armatura diffusa: } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm} \rightarrow A_s = 2 \cdot \frac{300}{5} \cdot \pi \cdot \frac{0.25^2}{4} = 5.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Catene: } 1+1\phi 12 \rightarrow A_s = 2 \cdot \pi \cdot \frac{1.2^2}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

- Armature resistenti a taglio:

$$1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm} \rightarrow A_{sw} = 0.098$$

Parametri di calcolo utilizzati

Con riferimento alle notazioni di cui al paragrafo 16.1.4, si ha:

$$s = 5 \text{ cm}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Con riferimento alle notazioni di cui al paragrafo 16.1.5, si ha:

$$\beta = 1$$

$$z = 0.9d$$

$$b_i = b = 8 \text{ cm}$$

$$c = 0.45$$

$$\mu = 0.7$$

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} \text{ con } A_s: \phi 8/50 \text{ e } A_i = b \cdot h$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Con riferimento alle notazioni di cui ai paragrafi 16.1.3.2 e 16.1.3.4, si ha:

$$d_{bl} = 2.5 \text{ mm}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_u}{y_u} = \frac{\varepsilon_u}{0.95 \cdot h} = \frac{0.0675}{0.95 \cdot 300} = 1.404 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

- considerando le resistenze teoriche di progetto dei materiali:

$$\begin{aligned} \ell_p &= k \cdot \ell + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} = 0.2 \left(f_u / f_y - 1 \right) \cdot \ell + 0.1 \cdot h + 0.022 d_{bl} f_{y[MPa]} \\ &= 0.2 \left(540 / 450 - 1 \right) \cdot 3000 + 0.1 \cdot 3000 + 0.022 \cdot 2.5 \cdot 450 = \\ &= 120 + 300 + 25 = 445 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\phi_y = 2 \frac{\varepsilon_y}{h} = 2 \frac{f_{yd}}{E_s \cdot h} = 2 \frac{3913}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} = 1.24 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

- considerando le resistenze effettive dei materiali:

$$\begin{aligned} \ell_p &= k \cdot \ell + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} = 0.2 \left(f_u / f_y - 1 \right) \cdot \ell + 0.1 \cdot h + 0.022 d_{bl} f_{y[MPa]} \\ &= 0.2 \left(630 / 530 - 1 \right) \cdot 3000 + 0.1 \cdot 3000 + 0.022 \cdot 2.5 \cdot 530 = \\ &= 110 + 300 + 29 = 439 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\phi_y = 2 \frac{\varepsilon_y}{h} = 2 \frac{f_{yd}}{E_s \cdot h} = 2 \frac{5300}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} = 1.692 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

$$\ell = 288 \text{ cm}$$

16.3.4.2 Resistenze teoriche a pressoflessione e taglio

Applicando le formule predittive riportate nel paragrafo 16.1 e considerando i dati di cui al paragrafo 16.3.4.1, si ottengono le seguenti resistenze teoriche:

- **Test 1 (N = 50 kN):**

- resistenze teoriche di progetto, R_d :

Resistenza di primo snervamento a flessione:	$M_{1y,d}^{\text{riprese}} = 554.2 \text{ kN m}$ $M_{1y,d}^{\text{arm. diffuse}} = 549.7 \text{ kN m}$
Resistenza ultima a flessione:	$M_{Rd}^{\text{riprese}} = 678.3 \text{ kN m}$ $M_{Rd}^{\text{arm. diffuse}} = 671.4 \text{ kN m}$
Resistenza al taglio:	$V_{Rd} = 204.7 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2):	$S_{Rd} = 358.1 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del calcestruzzo):	$S_{Rd}^* = 190.2 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (solo contributo dell'acciaio):	$S_{Rd}^{**} = 136.3 \text{ kN}$

- resistenze teoriche effettive, R_{act} :

Resistenza di primo snervamento a flessione:	$M_{1y,act}^{\text{riprese}} = 719.8 \text{ kN m}$ $M_{1y,act}^{\text{arm. diffuse}} = 713.8 \text{ kN m}$
Resistenza ultima a flessione:	$M_{R,act}^{\text{riprese}} = 892.8 \text{ kN m}$ $M_{R,act}^{\text{arm. diffuse}} = 883.1 \text{ kN m}$
Resistenza al taglio:	$V_{R,act} = 277.3 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2):	$S_{R,act} = 465.4 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del calcestruzzo):	$S_{R,act}^* = 242.2 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (solo contributo dell'acciaio):	$S_{R,act}^{**} = 184.6 \text{ kN}$

- **Test 2 e Test 5 (N = 100 kN):**

- resistenze teoriche di progetto, R_d :

Resistenza di primo snervamento a flessione:	$M_{1yd}^{\text{riprese}} = 619.1 \text{ kN m}$ $M_{1yd}^{\text{arm. diffuse}} = 614.7 \text{ kN m}$
Resistenza ultima a flessione:	$M_{Rd}^{\text{riprese}} = 743.1 \text{ kN m}$

	$M_{Rd}^{arm. diffuse} = 736.3 \text{ kN m}$
Resistenza al taglio:	$V_{Rd} = 206.1 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2):	$S_{Rd} = 391.9 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del calcestruzzo):	$S_{Rd}^* = 222.8 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (solo contributo dell'acciaio):	$S_{Rd}^{**} = 136.3 \text{ kN}$

- resistenze teoriche effettive, R_{act} :

Resistenza di primo snervamento a flessione:	$M_{1y,act}^{riprese} = 786.5 \text{ kN m}$ $M_{1y,act}^{arm. diffuse} = 780.5 \text{ kN m}$
Resistenza ultima a flessione:	$M_{R,act}^{riprese} = 961.2 \text{ kN m}$ $M_{R,act}^{arm. diffuse} = 951.7 \text{ kN m}$
Resistenza al taglio:	$V_{R,act} = 279.2 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2):	$S_{R,act} = 499.8 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del calcestruzzo):	$S_{R,act}^* = 275.2 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (solo contributo dell'acciaio):	$S_{R,act}^{**} = 184.6 \text{ kN}$

- **Test 6 (N = 250 kN):**

- resistenze teoriche di progetto, R_d :

Resistenza di primo snervamento a flessione:	$M_{1yd}^{riprese} = 797.9 \text{ kN m}$ $M_{1yd}^{arm. diffuse} = 793.8 \text{ kN m}$
Resistenza ultima a flessione:	$M_{Rd}^{riprese} = 914.3 \text{ kN m}$ $M_{Rd}^{arm. diffuse} = 908.2 \text{ kN m}$
Resistenza al taglio:	$V_{Rd} = 206.1 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2):	$S_{Rd} = 485.7 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2 trascurando	$S_{Rd}^* = 316.7 \text{ kN}$

il contributo del calcestruzzo):	
Resistenza a scorrimento (solo contributo dell'acciaio):	$S_{Rd}^{**} = 136.3 \text{ kN}$

- o resistenze teoriche effettive, R_{act} :

Resistenza di primo snervamento a flessione:	$M_{1y,act}^{riprese} = 967.9 \text{ kN m}$ $M_{1y,act}^{arm. diffuse} = 962.1 \text{ kN m}$
Resistenza ultima a flessione:	$M_{R,act}^{riprese} = 1144.0 \text{ kN m}$ $M_{R,act}^{arm. diffuse} = 1135.0 \text{ kN m}$
Resistenza al taglio:	$V_{R,act} = 279.2 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2):	$S_{R,act} = 593.7 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del calcestruzzo):	$S_{R,act}^* = 369.0 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (solo contributo dell'acciaio):	$S_{R,act}^{**} = 184.6 \text{ kN}$

16.3.4.3 Proprietà comportamentali teoriche

Applicando le formule predittive riportate nel paragrafo 16.1 e i dati di cui al paragrafo 16.3.4.1, si ottengono le seguenti proprietà comportamentali teoriche:

Rapporto α_u/α_1 teorico:

- **Test 1 (N = 50 kN):**

- o considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{Rd}^{riprese} = \frac{F_{Rd}^{riprese}}{F_{1yd}^{riprese}} \cong \frac{M_{Rd}^{riprese}}{M_{1yd}^{riprese}} = \frac{678.3 \text{ kN m}}{554.2 \text{ kN m}} = 1.22$$

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{Rd}^{arm. diffuse} = \frac{F_{Rd}^{arm. diffuse}}{F_{1yd}^{arm. diffuse}} \cong \frac{M_{Rd}^{arm. diffuse}}{M_{1yd}^{arm. diffuse}} = \frac{671.4 \text{ kN m}}{549.7 \text{ kN m}} = 1.22$$

- o considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{R,act}^{riprese} = \frac{F_{R,act}^{riprese}}{F_{1y,act}^{riprese}} \cong \frac{M_{R,act}^{riprese}}{M_{1y,act}^{riprese}} = \frac{892.8 \text{ kN m}}{719.8 \text{ kN m}} = 1.24$$

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{R,act}^{arm. diffuse} = \frac{F_{R,act}^{arm. diffuse}}{F_{1y,act}^{arm. diffuse}} \cong \frac{M_{R,act}^{arm. diffuse}}{M_{1y,act}^{arm. diffuse}} = \frac{883.1 \text{ kN m}}{713.8 \text{ kN m}} = 1.24$$

- **Test 2 e Test 5 (N = 100 kN):**

- considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{R_d}^{\text{riprese}} = \frac{F_{R_d}^{\text{riprese}}}{F_{1y_d}^{\text{riprese}}} \cong \frac{M_{R_d}^{\text{riprese}}}{M_{1y_d}^{\text{riprese}}} = \frac{743.1 \text{ kN m}}{619.1 \text{ kN m}} = 1.20$$

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{R_d}^{\text{arm. diffuse}} = \frac{F_{R_d}^{\text{arm. diffuse}}}{F_{1y_d}^{\text{arm. diffuse}}} = \frac{736.3 \text{ kN m}}{614.7 \text{ kN m}} = 1.20$$

- considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{R_{act}}^{\text{riprese}} = \frac{F_{R_{act}}^{\text{riprese}}}{F_{1y_{act}}^{\text{riprese}}} \cong \frac{M_{R_{act}}^{\text{riprese}}}{M_{1y_{act}}^{\text{riprese}}} = \frac{961.2 \text{ kN m}}{786.5 \text{ kN m}} = 1.22$$

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{R_{act}}^{\text{arm. diffuse}} = \frac{F_{R_{act}}^{\text{arm. diffuse}}}{F_{1y_{act}}^{\text{arm. diffuse}}} = \frac{951.7 \text{ kN m}}{780.5 \text{ kN m}} = 1.22$$

- **Test 6 (N = 250 kN):**

- considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{R_d}^{\text{riprese}} = \frac{F_{R_d}^{\text{riprese}}}{F_{1y_d}^{\text{riprese}}} \cong \frac{M_{R_d}^{\text{riprese}}}{M_{1y_d}^{\text{riprese}}} = \frac{914.3 \text{ kN m}}{797.9 \text{ kN m}} = 1.15$$

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{R_d}^{\text{arm. diffuse}} = \frac{F_{R_d}^{\text{arm. diffuse}}}{F_{1y_d}^{\text{arm. diffuse}}} = \frac{908.2 \text{ kN m}}{793.8 \text{ kN m}} = 1.15$$

- considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{R_{act}}^{\text{riprese}} = \frac{F_{R_{act}}^{\text{riprese}}}{F_{1y_{act}}^{\text{riprese}}} \cong \frac{M_{R_{act}}^{\text{riprese}}}{M_{1y_{act}}^{\text{riprese}}} = \frac{1144.0 \text{ kN m}}{967.9 \text{ kN m}} = 1.18$$

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{R_{act}}^{\text{arm. diffuse}} = \frac{F_{R_{act}}^{\text{arm. diffuse}}}{F_{1y_{act}}^{\text{arm. diffuse}}} = \frac{1135.0 \text{ kN m}}{962.1 \text{ kN m}} = 1.18$$

Duttilità cinematica teorica:

- considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\mu_{R_d} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{2f_{y_d} (3E_s h) (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(1.404 \cdot 10^{-4} - 1.240 \cdot 10^{-5}) \cdot 44.5 \left(300 - \frac{44.5}{2} + 2.5 \right)}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 300 (300 + 2.5)^2} = 5.32$$

- considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\mu_{R,act} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2f_{y,act}}{3E_s h} (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(1.404 \cdot 10^{-4} - 1.692 \cdot 10^{-5}) \cdot 43.9 \left(300 - \frac{43.9}{2} + 2.9 \right)}{\frac{2 \cdot 5300}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} (300 + 2.9)^2} = 3.95$$

Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente teorico:

- considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\xi_{Rd} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_{Rd} - 1}{\mu_{Rd} \pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{5.32 - 1}{5.32 \cdot \pi} \right) = 0.165 = 16.5\%$$

- considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\xi_{R,act} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_{R,act} - 1}{\mu_{R,act} \pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{3.95 - 1}{3.95 \cdot \pi} \right) = 0.155 = 15.5\%$$

16.3.4.4 Rigidezza teorica

In Tabella 16-9 si riportano, per ogni prova, i valori delle rigidezze teoriche valutate nelle nelle seguenti due condizioni (i) uncracked ($K_{theory, uncracked}$); e (ii) fully-cracked ($K_{theory, fully cracked}$). Inoltre, è stata valutata anche la rigidezza della gross section ($K_{theory, gross section}$) per ottenere delle indicazioni relative alla modellazione delle strutture in esame. Si precisa che, per la valutazione della rigidezza teorica delle pareti è stato considerato il modulo elastico effettivo del calcestruzzo, $E_{c,act}$, in quanto si voleva avere una valutazione della rigidezza teorica reale.

Tabella 16-9. Rigidezze teoriche.

Prova n.	N [kN]	$K_{theory, gross section}$ [kN/m]	$K_{theory, uncracked}$ [kN/m]	$K_{theory, fully cracked}$ [kN/m]
1	50	348837	362245	42548
2	100	348837	362245	44019
5	100	348837	362245	44019
6	200	348837	362245	47404

16.3.5 Confronto analitico-sperimentale

Nei paragrafi seguenti i risultati in termini di (i) resistenze, (ii) proprietà comportamentali e (iii) rigidezze ottenuti nel precedente paragrafo verranno confrontati con i corrispondenti risultati sperimentali.

16.3.5.1 Confronto analitico-sperimentale in termini di resistenze

In Tabella 16-10 si riportano, per le quattro pareti provate, (i) le resistenze teoriche di progetto, R_d , (ii) le resistenze teoriche effettive, R_{act} , (iii) i corrispondenti risultati sperimentali, D_{exp} .

Tabella 16-10. Confronto tra le resistenze teoriche e le resistenze sperimentali.

		R_d [kN]	R_{act} [kN]	D_{exp} [kN]
Test 1 (N = 50kN)	Flessione	$M_{Rd}^{riprese} = 678.3$ kN m	$M_{R,act}^{riprese} = 892.8$ kN m	$M_{D,exp}^{riprese} = 848$ kN m
		$M_{Rd}^{arm. diffuse} = 671.4$ kN m	$M_{R,act}^{arm. diffuse} = 883.1$ kN m	$M_{D,exp}^{arm. diffuse} = 760$ kN m
	Taglio	$V_{Rd} = 204.7$ kN	$V_{R,act} = 277.3$ kN	$V_{D,exp} = 294.5$ kN
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2)	$S_{Rd} = 358.1$ kN	$S_{R,act} = 465.4$ kN	$S_{D,exp} = 294.5$ kN
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del cls)	$S_{Rd}^* = 190.2$ kN	$S_{R,act}^* = 242.2$ kN	$S_{D,exp} = 294.5$ kN
	Scorrimento (solo contributo dell'acciaio)	$S_{Rd}^{**} = 136.3$ kN	$S_{R,act}^{**} = 184.6$ kN	$S_{D,exp} = 294.5$ kN
Test 2 (N=100kN)	Flessione	$M_{Rd}^{riprese} = 743.1$ kN m	$M_{R,act}^{riprese} = 961.2$ kN m	$M_{D,exp}^{riprese} = 863$ kN m
		$M_{Rd}^{arm. diffuse} = 736.3$ kN m	$M_{R,act}^{arm. diffuse} = 951.7$ kN m	$M_{D,exp}^{arm. diffuse} = 773$ kN m
	Taglio	$V_{Rd} = 206.1$ kN	$V_{R,act} = 279.2$ kN	$V_{D,exp} = 299.7$ kN
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2)	$S_{Rd} = 391.9$ kN	$S_{R,act} = 499.8$ kN	$S_{D,exp} = 299.7$ kN
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del cls)	$S_{Rd}^* = 222.8$ kN	$S_{R,act}^* = 275.2$ kN	$S_{D,exp} = 299.7$ kN
	Scorrimento (solo contributo dell'acciaio)	$S_{Rd}^{**} = 136.3$ kN	$S_{R,act}^{**} = 184.6$ kN	$S_{D,exp} = 299.7$ kN
Test 5 (N=100kN)	Flessione	$M_{Rd}^{riprese} = 743.1$ kN m	$M_{R,act}^{riprese} = 961.2$ kN m	$M_{D,exp}^{riprese} = 977$ kN m
		$M_{Rd}^{arm. diffuse} = 736.3$ kN m	$M_{R,act}^{arm. diffuse} = 951.7$ kN m	$M_{D,exp}^{arm. diffuse} = 879$ kN m
	Taglio	$V_{Rd} = 206.1$ kN	$V_{R,act} = 279.2$ kN	$V_{D,exp} = 339.3$ kN
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2)	$S_{Rd} = 391.9$ kN	$S_{R,act} = 499.8$ kN	$S_{D,exp} = 339.3$ kN
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del cls)	$S_{Rd}^* = 222.8$ kN	$S_{R,act}^* = 275.2$ kN	$S_{D,exp} = 339.3$ kN
	Scorrimento (solo contributo dell'acciaio)	$S_{Rd}^{**} = 136.3$ kN	$S_{R,act}^{**} = 184.6$ kN	$S_{D,exp} = 339.3$ kN
Test 6 (N=250kN)	Flessione	$M_{Rd}^{riprese} = 914.3$ kN m	$M_{R,act}^{riprese} = 1144.0$ kN m	$M_{D,exp}^{riprese} = 1071$ kN m
		$M_{Rd}^{arm. diffuse} = 908.2$ kN m	$M_{R,act}^{arm. diffuse} = 1135.0$ kN m	$M_{D,exp}^{arm. diffuse} = 959$ kN m
	Taglio	$V_{Rd} = 206.1$ kN	$V_{R,act} = 279.2$ kN	$V_{D,exp} = 371.7$ kN
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2)	$S_{Rd} = 485.7$ kN	$S_{R,act} = 593.7$ kN	$S_{D,exp} = 371.7$ kN
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del cls)	$S_{Rd}^* = 316.7$ kN	$S_{R,act}^* = 369.0$ kN	$S_{D,exp} = 371.7$ kN
	Scorrimento (solo contributo dell'acciaio)	$S_{Rd}^{**} = 136.3$ kN	$S_{R,act}^{**} = 184.6$ kN	$S_{D,exp} = 371.7$ kN

16.3.5.2 Confronto analitico-sperimentale in termini di proprietà comportamentali

In Tabella 16-11 sono riportati, per le quattro pareti provate, (i) il rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{Rd}$ teorico di progetto; (ii) il rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{R,act}$ teorico effettivo e (iii) il rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$ sperimentale.

Tabella 16-11. Confronto tra il rapporto α_u/α_1 teorico e il rapporto α_u/α_1 sperimentale.

	$(\alpha_u/\alpha_1)_{Rd}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{R,act}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$
Test 1 (N = 50kN)	1.22	1.24	1.87
Test 2 (N=100kN)	1.20	1.22	1.61
Test 5 (N=100kN)	1.20	1.22	2.42
Test 6 (N=250kN)	1.15	1.18	2.42

In Tabella 16-12 sono riportati i valori (i) teorici di progetto, (ii) i valori teorici effettivi e (iii) i valori sperimentali (valori medi sulle quattro prove) della duttilità cinematica e dello smorzamento viscoso equivalente.

Tabella 16-12. Valori teorici, sperimentali della duttilità e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente.

	R_d	R_{act}	D_{exp}
Duttilità	5.32	3.95	6.78
Smorzamento viscoso equivalente	16.5%	15.5%	$\approx 10.0\%$

16.3.5.3 Confronto analitico-sperimentale in termini di rigidezza

In Tabella 16-13. Rigidezze teoriche vs. rigidhezze sperimentali. si riportano, per ogni prova, i valori delle rigidhezze teoriche e delle rigidhezze sperimentali. In particolare, in Tabella 16-13. Rigidezze teoriche vs. rigidhezze sperimentali. si riportano: nella seconda colonna della i valori della rigidhezza teorica della sezione interamente reagente valutata trascurando il contributo dell'acciaio ($K_{theory, gross\ section}$), nella terza colonna i valori della rigidhezza teorica della sezione interamente reagente valutata considerando il contributo dell'acciaio ($K_{theory, uncracked}$), nella quarta colonna i valori della rigidhezza teorica valutati nell'ipotesi di sezione completamente fessurata ($K_{theory, fully\ cracked}$), e nella quinta colonna si riportano i valori della rigidhezza sperimentale ($K_{0\ experimental, tangent}$). Si precisa che la rigidhezza della gross section è stata valutata per ottenere delle indicazioni relative alla modellazione delle strutture in esame.

Tabella 16-13. Rigidezze teoriche vs. rigidezze sperimentali.

N	$K_{\text{theory, gross section}}$	$K_{\text{theory, uncracked}}$	$K_{\text{theory, fully cracked}}$	$K_0 \text{ experimental, tangent (initial)}$
kN	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
50	348837	362245	42548	49285
100	348837	362245	44019	56429
100	348837	362245	44019	47642
200	348837	362245	47404	51612

Osservando i risultati riportati in Tabella 16-13. Rigidezze teoriche vs. rigidezze sperimentali., è possibile osservare che:

- K_0 è completamente diversa (molto inferiore) da $K_{\text{theory, uncracked}}$, pertanto le pareti non si comportano come interamente reagenti;
- K_0 è più simile a $K_{\text{theory, fully cracked}}$ piuttosto che a $K_{\text{theory, uncracked}}$
- K_0 leggermente più grande $K_{\text{theory, fully cracked}}$
- La differenza tra K_0 e $K_{\text{theory, fully cracked}}$ potrebbe essere colmata ipotizzando la presenza di un tension stiffening.

In Tabella 16-14. Tension stiffening necessario per uguagliare la rigidezza teorica in condizioni totalmente fessurate e la rigidezza sperimentale. si riportano i valori del tension stiffening da utilizzare per uguagliare la rigidezza teorica in condizioni totalmente fessurate e la rigidezza sperimentale. Tali valori di tension stiffening sono variabili tra 1.12 e 1.45 e sono perfettamente congruenti con i valori previsti nelle principali normative (i.e. D.M.14/01/2008 e Eurocodice 2).

Tabella 16-14. Tension stiffening necessario per uguagliare la rigidezza teorica in condizioni totalmente fessurate e la rigidezza sperimentale.

N	$K_{\text{theory, fully cracked}}$	Tension stiffening necessario per uguagliare K_0	$K_{\text{theory, fully cracked with tension stiffening}}$	$K_0 \text{ experimental, tangent (initial)}$
kN	kN/m	-	kN/m	kN/m
50	42548	1.25	49330	49285
100	44019	1.45	56343	56429

100	44019	1.12	47452	47642
250	4.7404	1.15	51456	51612

In Tabella 16-15. Rigidezza della gross section vs. rigidezza sperimentale. viene riportato il confronto tra la rigidezza della gross section e la rigidezza sperimentale con l'obiettivo di ricavare delle indicazioni per la modellazione delle strutture oggetto di studio. Osservando i valori del rapporto $K_0/K_{\text{theory, gross section}}$ riportati nella terza colonna della Tabella 16-15. Rigidezza della gross section vs. rigidezza sperimentale. è possibile notare che dal punto di vista della modellazione, è possibile modellare le strutture in esame con la gross section e un modulo elastico pari a $0.14 E_c$ (con E_c modulo elastico del calcestruzzo).

Tabella 16-15. Rigidezza della gross section vs. rigidezza sperimentale.

N	$K_{\text{theory, gross section}}/K_{\text{theory, gross section}}$	$K_0/K_{\text{theory, gross section}}$
kN	-	-
50	1	0.14
100	1	0.16
100	1	0.14
200	1	0.15

16.3.6 Osservazioni

Dalle correlazioni analitico sperimentali di cui sopra, è possibile concludere quanto segue:

- le resistenze teoriche di progetto R_d forniscono valori sensibilmente inferiori rispetto alle corrispondenti resistenze sperimentali D_{exp} (fatta eccezione per quanto riguarda la resistenza a scorrimento valutata applicando la formula dell'Eurocodice 2). Ciò significa che le formule teoriche proposte risultano essere ampiamente cautelative;
- le resistenze teoriche effettive R_{act} risultano, in alcuni casi, leggermente superiori rispetto alle corrispondenti resistenze sperimentali D_{exp} . Ciò significa che le formule predittive sono sostanzialmente in grado di cogliere il comportamento delle pareti nei confronti di azioni cicliche nel piano e quindi le formule predittive proposte risultano essere affidabili per la valutazione di tale comportamento;

- ciò consente di dedurre la sostanziale applicabilità delle formule predittive di cui al paragrafo 16.1;
- in particolare, le correlazioni analitico sperimentali consentono di mettere in evidenza i seguenti aspetti:
 - le due pareti in c.a. connesse tra loro attraverso connettori di diametro 3 mm, saldati in stabilimento alle due reti esterne, possono essere considerate collaboranti al punto da poter considerare il sandwich come un'unica parete monolitica di spessore complessivo pari alla somma degli spessori delle due lastre in c.a. (4+4 cm);
 - il meccanismo di rottura delle quattro pareti è di tipo flessionale (infatti le sovraresistenze relative alle resistenze flessionali sono negative) con rottura duttile lato acciaio; per questo motivo, non risulta necessaria la realizzazione dei classici dettagli costruttivi normalmente previsti per i pilastri e per le pareti “snelle”, atti a garantire il confinamento del calcestruzzo e ad evitare l'instabilità delle barre longitudinali compresse;
 - non si verifica rottura a taglio (infatti le sovraresistenze relative alle resistenze a taglio effettive (*actual strength*) sono positive e variano dal 6% della prova 1 al 33% della prova 6);
 - il fatto che le pareti sandwich siano caratterizzate dalla stessa quantità di armatura diffusa verticale e orizzontale consente, di fatto, di soddisfare il principio di gerarchia delle resistenze a flessione/taglio: nonostante la forma tozza, le pareti sono in grado di sviluppare un meccanismo di rottura flessionale e non tagliante;
 - in merito alla valutazione della resistenza allo scorrimento alla base:
 - il valore teorico S_{Rd} ottenuto applicando la formula dell'EC2, fornisce valori di resistenza a scorrimento alla base troppo elevati;
 - il valore teorico S_{Rd}^* ottenuto trascurando la resistenza del calcestruzzo, fornisce una stima sufficientemente cautelativa della resistenza a scorrimento alla base;
 - il valore teorico S_{Rd}^{**} ottenuto considerando la sola resistenza a tranciamento dell'acciaio, fornisce una stima eccessivamente cautelativa della resistenza a scorrimento alla base;

il confronto con la resistenza sperimentale ha messo in evidenza come, dal punto di vista progettuale, sia più corretto adottare il valore S_{Rd}^* . Infatti, proprio le

modalità di applicazione del calcestruzzo (mediante spritz beton) non garantiscono una perfetta adesione, in corrispondenza della base della parete sandwich, tra il calcestruzzo della fondazione e il calcestruzzo delle due lastre in c.a. “centrifugate”;

- le pareti sandwich sono caratterizzate da valori del rapporto α_u/α_1 , compresi tra 1.48 e 2.53. Tali valori sono superiori a quelli tipicamente prescritti dalle normative anche per le struttura a telaio (il D.M. 14/01/2008 prescrive un valore del coefficiente α_u/α_1 compreso tra 1.1 e 1.3 per le “*strutture a telaio o miste equivalenti a telai*” e un valore del coefficiente α_u/α_1 compreso tra 1 e 1.2 per le “*strutture a pareti o miste equivalenti a pareti*”);
- le pareti sandwich sono caratterizzate da un buon comportamento duttile (duttilità cinematica media valutata sperimentalmente pari a 6.78); in particolare il valore della duttilità cinematica media valutata sperimentalmente è superiore rispetto alla duttilità cinematica valutata analiticamente applicando la formula suggerita da Priestley *et al.* nel 2007 per le pareti di tipo tradizionale;
- le pareti sandwich sono caratterizzate da valori del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente compresi tra 6% (per bassi valori di deformazione) e 10% (per alti valori di deformazione). Ciò consente di affermare che le strutture a pareti sandwich Nidyon NYSP possono essere progettate, come le strutture di tipo tradizionale, con un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 5 %, pervenendo a risultati sicuramente a favore di sicurezza;
- le formule teoriche proposte per la valutazione della rigidezza hanno messo in evidenza che le pareti hanno mostrato un comportamento completamente fessurato con tension stiffening.
- dal punto di vista della modellazione, è possibile modellare le strutture in esame con la gross section e un modulo elastico pari a $0.14 E_c$ (con E_c modulo elastico del calcestruzzo).

17 Studio “S8” – Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano delle pareti sandwich con aperture

Obiettivo del presente studio è quello di valutare il comportamento delle pareti sandwich con aperture nei confronti di azioni ciclico-dinamiche agenti nel piano. Tale obiettivo viene perseguito

- attraverso l'esecuzione e interpretazione di due prove sperimentali effettuate su pareti in scala reale con aperture, soggette ad azioni orizzontali ciclico-dinamiche,
- attraverso il confronto fra i risultati sperimentali ottenuti e la loro controparte teorica, valutata mediante l'utilizzo di specifiche formule predittive.

Nei paragrafi seguenti, verranno riportate:

1. le formule predittive per la valutazione teorica del comportamento nei confronti di azioni ciclico-dinamiche;
2. una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate e dei risultati ottenuti;
3. il confronto analitico-sperimentale tra i risultati teorici ottenuti mediante le formule predittive e i corrispondenti risultati sperimentali.
4. le osservazioni sui risultati dello studio, evidenziando in particolare come le formule predittive adottate mostrino di essere in grado di cogliere il comportamento osservato sperimentalmente e possano quindi essere legittimamente utilizzate nella progettazione.

17.1 Formule predittive di riferimento

La valutazione teorica del comportamento di pareti con aperture viene effettuata considerando le medesime formule predittive utilizzate per le pareti senza aperture. Si rimanda pertanto a quanto riportato nel paragrafo 16.1 dello studio S7.

17.2 Le prove sperimentali

17.2.1 Generalità

La campagna di prove sperimentali è stata condotta a febbraio 2006, presso il Laboratorio dell'Eucentre di Pavia. Le prove sono state ideate e progettate dal Prof. Ing. C. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro. Le prove sono state eseguite sotto il coordinamento del Responsabile del Laboratorio, Prof. Ing. A. Pavese.

17.2.2 Caratteristiche degli elementi provati

Le prove sono state eseguite su 2 pareti sandwich (Figura 17.1) di dimensioni pari a 300x275 cm e di spessore complessivo $s=18$ cm (ovvero 4+10+4cm) caratterizzate dalla presenza di un'apertura centrale di dimensioni pari a 100x100 cm.

La fondazione di ciascuna parete è stata dimensionata per rimanere in campo elastico lineare. Il collegamento tra le pareti e la fondazione è stato realizzato con 1+1 barre $\phi 8/50$ cm che non sono state inserite (come da particolare costruttivo) all'interno delle reti elettrosaldate che costituivano l'armatura diffusa della parete. In corrispondenza delle estremità laterali delle pareti sono stati disposti 2+2 $\phi 12$ (incatenamenti d'estremità) all'interno di staffe orizzontali a U ($\phi 8/30$ cm). In corrispondenza della sommità di ciascuna parete è stato realizzato un cordolo di dimensioni pari a 18x25 cm armato con 2+2 $\phi 16$ e staffe $\phi 10/15$ cm. La connessione tra cordolo e parete è stata realizzata mediante barre ad U ($\phi 8/50$ cm) inserite all'interno delle reti elettrosaldate che costituivano l'armatura diffusa della parete.

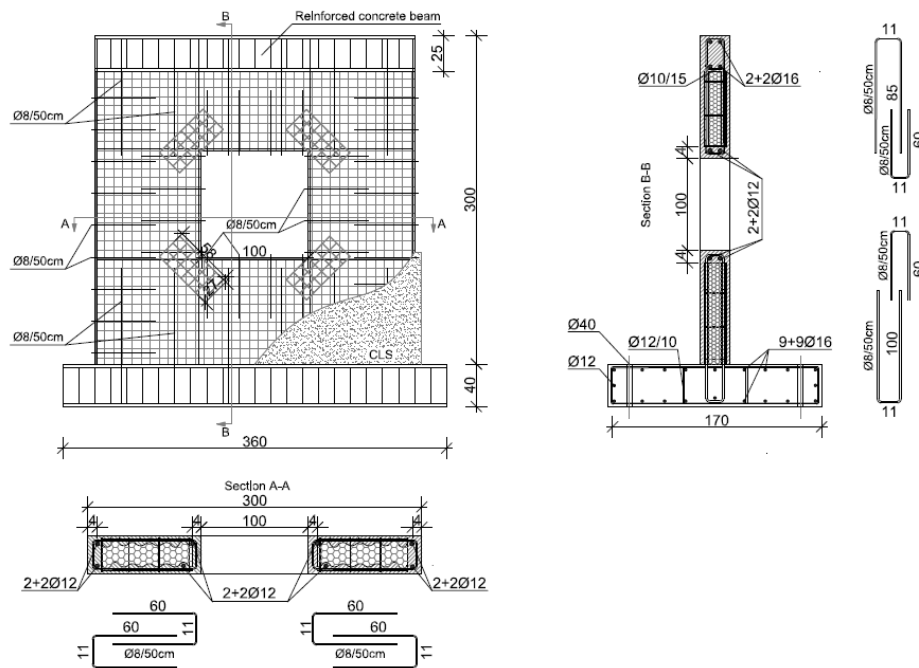


Figura 17.1. Dimensioni delle pareti provate e dettaglio delle armature.

17.2.3 Modalità di prova

Il carico ciclico orizzontale è stato applicato, con un martinetto idraulico, in corrispondenza del cordolo (Figura 17.2). Tutti i cicli di carico orizzontale sono stati sviluppati in controllo di spostamento imponendo alle pareti spostamenti massimi (*interstorey drifts*) positivi e negativi crescenti a passo non costante per 3 cicli completi di carico.

I carichi verticali sono stati applicati mediante due martinetti idraulici agenti su una trave metallica a doppio T munita di irrigidimenti verticali, appoggiata sopra il cordolo di sommità. Durante lo svolgimento delle prove il carico verticale è stato mantenuto costante. In Tabella 17-1 sono riportati i valori dei carichi verticali applicati durante ciascun test.

Durante le prove ciascuna parete è stata opportunamente

controventata attraverso l'utilizzo di ritegni posti in corrispondenza del cordolo di sommità, al fine di impedire fenomeni indesiderati di instabilità laterale.

I carichi orizzontali sono stati incrementati fino al raggiungimento della condizione di “*collasso virtuale*”. Con tale espressione si intende il manifestarsi di una evidente riduzione della resistenza laterale dell'elemento provato. In corrispondenza di tale condizione è stato misurato lo spostamento ultimo sviluppato dalla parete e la prova è stata interrotta.

17.2.4 Risultati ottenuti

Le figure seguenti mostrano, rispettivamente, il diagramma forza-spostamento in sommità, l'involuppo dei diagrammi forza-spostamento e il quadro fessurativo osservato:

- per la prova n. 3: Figura 17.3 (a), (b) e (c);
- per la prova n. 4: Figura 17.4 (a), (b) e (c);

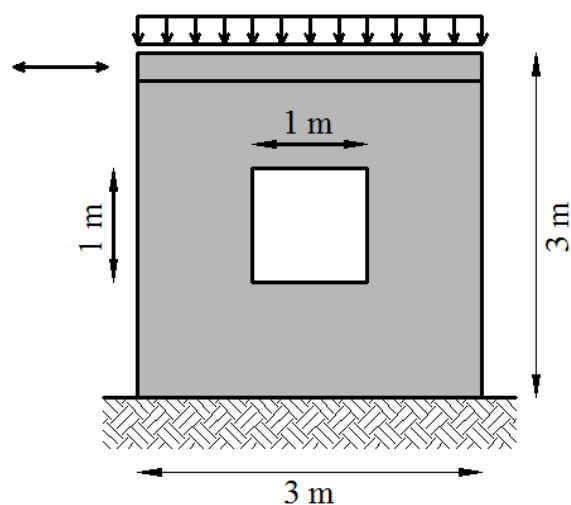
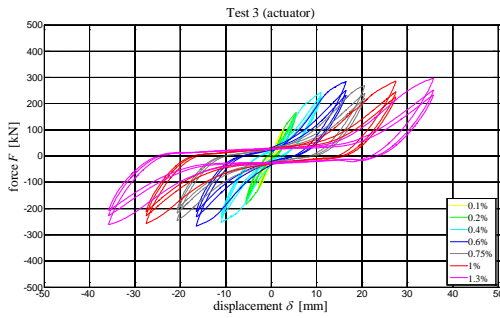


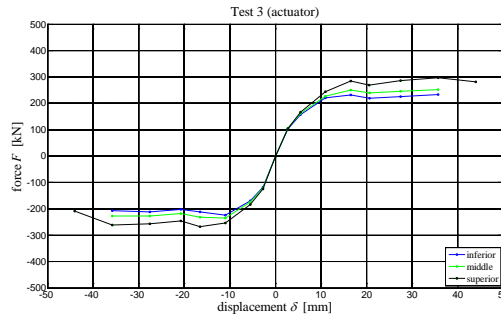
Figura 17.2. Schema di prova.

Tabella 17-1. Carichi verticali applicati alle pareti provate.

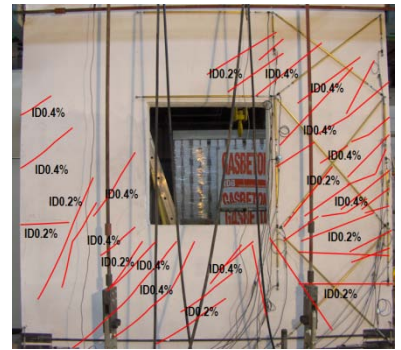
Prova	Data	Carico Verticale [kN]	Peso della parete [kN]
3	02-02-06	50	18
4	08-02-06	100	18



(a)

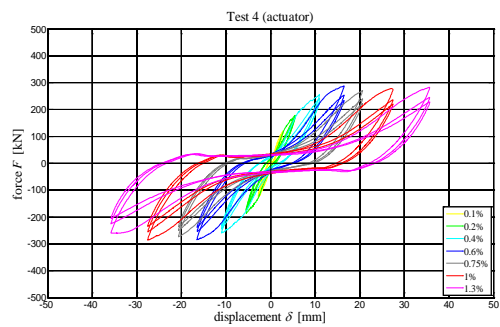


(b)

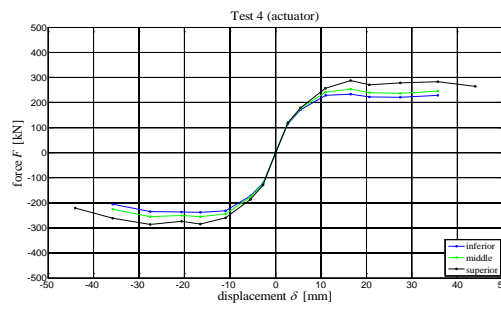


(c)

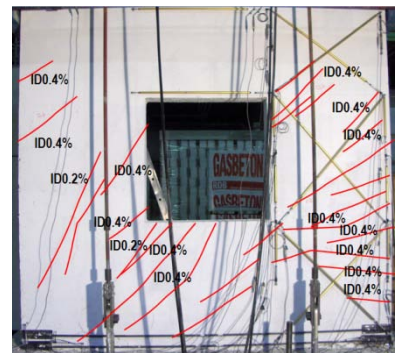
Figura 17.3. Prova 3 (N = 50 kN); (a) diagramma forza-spostamento in sommità, (b) involucro dei diagrammi forza-spostamento e (c) quadro fessurativo osservato.



(a)



(b)



(c)

Figura 17.4. Prova 4 (N = 100 kN); (a) diagramma forza-spostamento in sommità, (b) involucro dei diagrammi forza-spostamento e (c) quadro fessurativo osservato.

In Tabella 17-2 sono riportati i valori degli spostamenti imposti, dei corrispondenti interstorey drift, della velocità di applicazione degli spostamenti, del numero di cicli di carico applicati e delle massime forze misurate ad ogni ciclo sia in trazione, F_{IT} , che in compressione, F_{IC} .

Tabella 17-2. Spostamenti imposti, corrispondenti interstorey drifts, velocità di applicazione degli spostamenti, numero di cicli di carico applicati e massime forze misurate ad ogni ciclo sia in trazione che in compressione durante la (a) Prova 3 (N = 50 kN); (b) Prova 4 (N = 100 kN).

(a)

(b)

δ	ID	v	N°	F_{IT}	F_{IC}	F_{2T}	F_{2C}	F_{3T}	F_{3C}
[mm]	[%]	[mm/s]	di cicli	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2.75	0.10	0.05	3	104.2	124.7	105.2	120.7	103.0	118.0
5.50	0.20	0.05	3	166.3	183.2	162.5	174.0	157.0	169.0
11.00	0.40	0.10	3	243.7	252.7	227.3	234.6	220.5	223.5
16.50	0.60	0.15	3	284.7	267.2	251.0	232.3	231.9	211.2
20.62	0.75	0.30	3	269.0	245.9	238.7	217.1	219.8	202.8
27.50	1.00	0.30	3	285.9	257.2	245.5	227.2	226.0	211.1
35.75	1.30	0.30	3	296.8	260.8	251.2	226.9	233.5	206.9
44.00	1.60	0.40	2	280.8	208.4	134.7	164.4	-	-

δ	ID	v	N°	F_{IT}	F_{IC}	F_{2T}	F_{2C}	F_{3T}	F_{3C}
[mm]	[%]	[mm/s]	di cicli	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
2.75	0.10	0.05	2.75	120.4	128.8	117.5	123.7	115.0	121.2
5.50	0.20	0.05	5.50	179.2	187.0	175.8	177.8	171.2	172.5
11.00	0.40	0.10	11.00	256.1	259.8	241.2	243.6	229.3	232.1
16.50	0.60	0.15	16.50	288.0	283.9	254.2	254.	233.0	238.3
20.62	0.75	0.30	20.62	270.7	273.3	239.4	249.9	222.4	236.4
27.50	1.00	0.30	27.50	278.1	285.5	236.9	254.8	220.7	234.3
35.75	1.30	0.30	35.75	283.4	260.7	245.7	225.0	228.1	205.1
44.00	1.60	0.40	44.00	264.5	220.3	208.5	155.8	-	-

Da quanto emerso durante l'esecuzione delle prove, osservando anche i dati sopra riportati, risulta opportuno sottolineare come entrambi gli elementi provati

- non abbiano mai raggiunto un vero e proprio collasso; il carico orizzontale è stato incrementato fino alla condizione di “*collasso virtuale*”, così come sopra definita;
- abbiano sempre mostrato di mantenere la piena capacità portante nei confronti dei carichi verticali;
- abbiano manifestato un ridotto degrado della resistenza nei confronti dei carichi orizzontali, così come chiaramente desumibile dalle figure sopra riportate;
- abbiano raggiunto elevati valori della massima forza orizzontale applicata; infatti, i valori di carico orizzontale a snervamento ottenuti (circa 300 kN) sono stati sempre superiori ai carichi verticali di prova (compresi fra i 50 kN della Prova 3 e i 100 kN della Prova 4); la massima forza orizzontale applicata è sostanzialmente la stessa (circa 300 kN) per entrambe le pareti e mostra di non essere significativamente influenzata dal valore del carico verticale applicato;
- abbiano manifestato un quadro fessurativo che indica un meccanismo di rottura di tipo flessionale.

17.3 Interpretazione dei risultati ottenuti

In questa sezione viene fornita l'interpretazione dei risultati delle prove sperimentali condotte. In particolare:

- nella sezione 17.3.1 vengono determinate le resistenze sperimentali (in termini di pressoflessione e taglio nel piano e di scorrimento) desumibili dalle prove effettuate, D_{exp} ;
- nella sezione 17.3.2 vengono determinati i valori sperimentali delle seguenti proprietà comportamentali desumibili dalle prove effettuate, D_{exp} : la duttilità cinematica, i fattori di sovrarresistenza, il rapporto α_u/α_1 , e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente;
- nella sezione 17.3.3 vengono valutate le seguenti grandezze teoriche: (i) due differenti resistenze R (entrambe ottenute applicando le formule predittive definite al paragrafo 17.1):
 - R_d (resistenza teorica di progetto) resistenza valutata utilizzando le resistenze di progetto (*design strengths*) dei materiali f_{yd} , f_{cd} ;

- R_{act} (resistenza teorica effettiva) resistenza valutata utilizzando le resistenze effettive (*actual strengths*) dei materiali $f_{y,act}$, $f_{c,act}$;
- (ii) le proprietà comportamentali e (iii) le rigidzze valutate con riferimento alle resistenze effettive (*actual strengths*) dei materiali $f_{y,act}$, $f_{c,act}$;
- nella sezione 17.3.4 viene effettuato il confronto fra le risultanze sperimentali ottenute D_{exp} , e le corrispondenti previsioni teoriche R_{act} e R_d
- infine, nella sezione 17.3.5 vengono sinteticamente riportate le osservazioni dedotte in seguito all'interpretazione analitico-sperimentale svolta.

17.3.1 Resistenze sperimentali a pressoflessione e taglio nel piano

Si definiscono le seguenti resistenze sperimentali, D_{exp} :

- Resistenza sperimentale a taglio nel piano $V_{D,exp}$, pari alla forza orizzontale massima, $F_{D,exp,max}$, sopportata dalla parete;
- Resistenza sperimentale a scorrimento nel piano $S_{D,exp}$, pari alla forza orizzontale massima, $F_{D,exp,max}$, sopportata dalla parete;
- Resistenza sperimentale a pressoflessione nel piano $M_{D,exp}^{riprese}$, pari al momento massimo alla base (sezione in cui si considerano agenti solo le armature di ripresa) valutato moltiplicando la massima forza orizzontale per la distanza (288 cm) tra l'asse dell'attuatore (punto di applicazione del carico orizzontale) e la sezione di base della parete;
- Resistenza sperimentale a pressoflessione nel piano $M_{D,exp}^{arm.diffuse}$, pari al momento massimo nella sezione posta a 30 cm dalla base (sezione in cui si considerano agenti solo le armature diffuse) valutato moltiplicando la massima forza orizzontale per la distanza (288 cm – 30 cm = 228 cm) tra l'asse dell'attuatore e la sezione in esame;
- Resistenza sperimentale a pressoflessione nel piano $M_{D,exp}^{imposta}$, pari al momento massimo nella sezione di imposta dell'apertura valutato moltiplicando la massima forza orizzontale per la distanza (288 cm – 100 cm = 188 cm) tra l'asse dell'attuatore e la sezione in esame.

In realtà, dato che il meccanismo di rottura osservato è di tipo flessionale, solo le resistenze sperimentali a pressoflessione corrispondono effettivamente alla resistenza ultima della parete.

Le resistenze a taglio osservate si configurano invece come le sollecitazioni agenti in presenza delle resistenze ultime a pressoflessione.

In dettaglio, si sono ottenuti i valori di seguito riportati.

- per la parete provata durante il Test 3 (N = 50 kN):

$$D_{\text{exp}} : \begin{cases} F_{D,\text{exp,max}} = 296.8 \text{ kN} \\ V_{D,\text{exp}} = 296.8 \text{ kN} \\ S_{D,\text{exp}} = 296.8 \text{ kN} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{riprese}} = F_{D,\text{exp,max}} \cdot 2.88 = 296.8 \cdot 2.88 = 855 \text{ kN m} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{arm. diffuse}} = F_{D,\text{exp,max}} \cdot 2.58 = 296.8 \cdot 2.58 = 768 \text{ kN m} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{imposta}} = F_{D,\text{exp,max}} \cdot 1.88 = 296.8 \cdot 1.88 = 558 \text{ kN m} \end{cases}$$

- per la parete provata durante il Test 4 (N = 100 kN):

$$D_{\text{exp}} : \begin{cases} F_{D,\text{exp,max}} = 288.0 \text{ kN} \\ V_{D,\text{exp}} = 288.0 \text{ kN} \\ S_{D,\text{exp}} = 288.0 \text{ kN} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{riprese}} = F_{D,\text{exp,max}} \cdot 2.88 = 288.0 \cdot 2.88 = 829 \text{ kN m} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{arm. diffuse}} = F_{D,\text{exp,max}} \cdot 2.58 = 288.0 \cdot 2.58 = 743 \text{ kN m} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{imposta}} = F_{D,\text{exp,max}} \cdot 1.88 = 288.0 \cdot 1.88 = 541 \text{ kN m} \end{cases}$$

17.3.2 Proprietà comportamentali sperimentali (fattori di sovreresistenza, rapporto α_u/α_1 , duttilità e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente)

17.3.2.1 Valutazione del differente comportamento a trazione e compressione osservato

Lo spostamento orizzontale è stato imposto alle pareti attraverso un attuatore “a doppio effetto”, in grado di agire cioè sia in trazione che in compressione. Da un punto di vista teorico, il comportamento pseudo-statico di ciascuna parete dovrebbe essere identico sia in trazione che in compressione, per ragioni di simmetria. In realtà, nel corso delle prove, a causa delle differenti modalità di applicazione del carico, si sono osservate variazioni nella risposta della parete a seconda che l'attuatore agisse in trazione o in compressione.

In questa sezione viene valutata l'entità di tale problematica, al fine di verificare se sia possibile, nella trattazione successiva, fare riferimento a un involucro medio ottenuto sommando indifferentemente gli involucri relativi all'attuatore agente sia in trazione che in compressione.

I valori assoluti degli involucri dei diagrammi forza-spostamento sono stati confrontati e sovrapposti nello stesso quadrante positivo assieme al loro involucro medio. Come esempio, la

Figura 17.5 presenta gli involucri in trazione, compressione e il corrispondente involucro medio relativi al primo, secondo e terzo ciclo di carico per la prova n. 4. I risultati relativi alle prova 3 sono analoghi a quelli ottenuti per la prova 4.

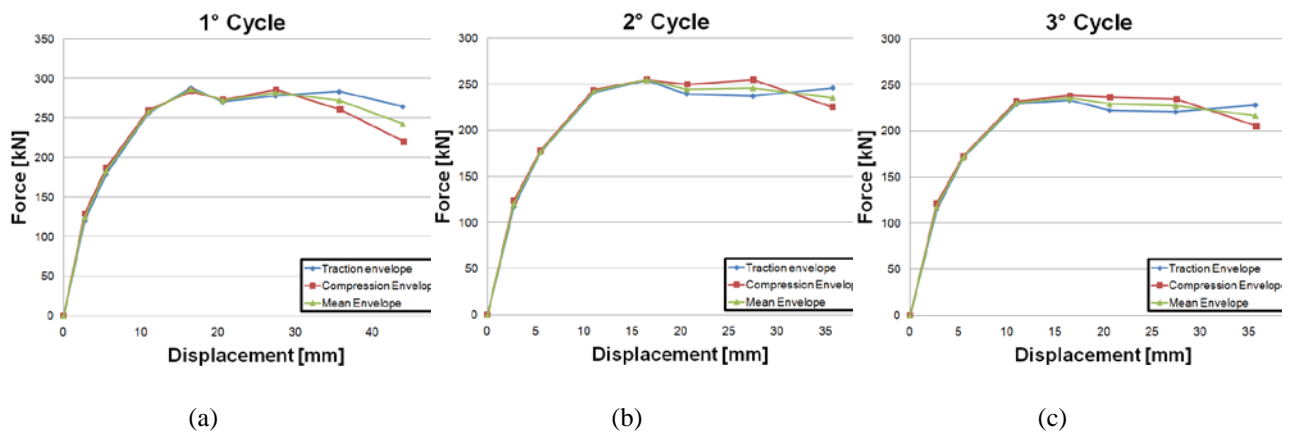


Figura 17.5. Prova 4: involucro a trazione, compressione e involucro medio relative al (a) primo, (b) secondo e (c) terzo ciclo.

La Tabella 17-3 mostra, per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico, i valori medi dello standard error (così come definite da *Ang e Tang* nel libro “*Probability Concepts in Engineering, Emphasis on applications to civil and environmental engineering*”, 2007), valutato sugli interstorey drifts imposti mediante la formula seguente:

$$s_i = \frac{1}{J} \cdot \sum_{j=1}^J \sqrt{\frac{(F_{jT} - \mu_j)^2 + (F_{jC} - \mu_j)^2}{2}}$$

in cui:

J : è il numero totale di interstorey drifts imposti;

F_{jT} : è la massima forza raggiunta in trazione al j -esimo interstorey drift imposto in corrispondenza del i -esimo ciclo di carico;

F_{jC} : è la massima forza raggiunta in compressione al j -esimo interstorey drift imposto in corrispondenza del i -esimo ciclo di carico;

$$\mu_j = (F_{jT} + F_{jC}) / 2.$$

L'ultima colonna della tabella 3 mostra, per una data prova, i valori medi sui cicli di s_i , valutati come:

$$\bar{s} = \frac{1}{3} \cdot \sum_{i=1}^3 s_i$$

Tabella 17-3. Media degli standard errors su tutti i ciclo di carico per ciascuna prova.

Standard error su tutti i cili				
[kN]				
	1° ciclo	2° ciclo	3° ciclo	Media sui cicli
Prova 3	14.01	8.38	7.79	10.06
Prova 4	6.31	4.30	4.73	5.11

Osservando i valori degli standard errors riportati nella Tabella 17-3, è possibile notare come questi siano limitati a valori inferiori a 10 kN, risultando quindi di entità trascurabile rispetto ai valori di forza ottenuti durante le prove (dai 150 kN ai 300 kN). Pertanto, ciò consente di affermare che gli involuppi in trazione e compressione forniscono valori sufficientemente simili fra loro e come, conseguentemente, risulti legittimo, nella trattazione successiva, fare riferimento a un involucro medio ottenuto sommando indifferentemente gli involuppi relativi all'attuatore agente sia in trazione che in compressione.

17.3.2.2 Schematizzazione bilineare degli involuppi del diagramma forza-spostamento

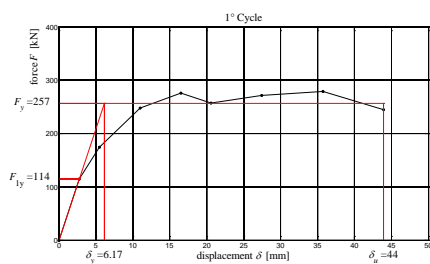
Si rimanda a quanto riportato nel paragrafo 9.3.2.2 dello studio S7.

9.3.2.3 Definizioni delle proprietà comportamentali sperimentali

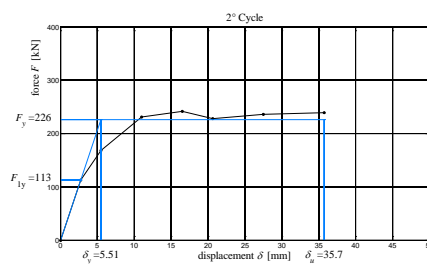
Si rimanda a quanto riportato nel paragrafo 9.3.2.3 dello studio S7.

17.3.2.3 Duttività cinematica sperimentale

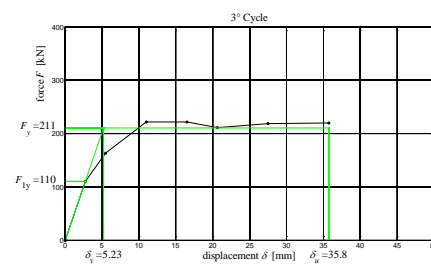
A titolo esemplificativo, la Figura 17.6 presenta le schematizzazioni bilineari ottenute a partire dagli involuppi medi dei diagrammi forza-spostamento relativi al primo, secondo e terzo ciclo di carico per la prova 3. Nella stessa figura sono inoltre riportati i valori dello spostamento di snervamento, δ_y , dello spostamento ultimo, δ_u , della forza di primo snervamento, F_{1y} , e della forza di snervamento, F_y .



(a)



(b)



(c)

Figura 17.6. Prova 3: involuppo medio e corrispondente schematizzazione bilineare delle curve relative al (a) primo, (b) secondo e (c) terzo ciclo di carico.

La Tabella 17-4 mostra i valori di duttilità cinematica sperimentale ricavati per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico assieme ai corrispondenti valori medi valutati sui cicli.

Tabella 17-4. Duttilità cinematica valutata per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico.

Duttilità cinematica sperimentale				
	1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	Media sui cicli
	$\mu_{D,exp}$	$\mu_{D,exp}$	$\mu_{D,exp}$	
Prova 3	7.13	6.48	6.83	6.81
Prova 4	7.61	6.62	6.93	7.06
Media				6.94

17.3.2.4 Fattore di sovrarresistenza sperimentale, $\Omega_{D,exp}$

La Tabella 17-5 mostra i valori di del fattore di sovrarresistenza sperimentale, $\Omega_{D,exp}$, ottenuti per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico assieme al corrispondente valore medio.

Tabella 17-5. Fattore di sovrarresistenza sperimentale $\Omega_{D,exp}$ valutato per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico.

Fattore di sovrarresistenza sperimentale $\Omega_{D,exp}$				
	1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	Media sui cicli
	$\Omega_{D,exp}$	$\Omega_{D,exp}$	$\Omega_{D,exp}$	
Prova 3	2.25	2.00	1.92	2.06
Prova 4	2.10	1.95	1.84	1.97

17.3.2.5 Fattore di sovrarresistenza sperimentale, $\Omega'_{D,exp}$

La Tabella 17-6 mostra i valori di del fattore di sovrarresistenza sperimentale, $\Omega'_{D,exp}$, ottenuti per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico assieme al corrispondente valore medio.

Tabella 17-6. Fattore di sovrarresistenza sperimentale $\Omega'_{D,exp}$ valutato per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico.

Fattore di sovrarresistenza sperimentale $\Omega'_{D,exp}$				
	1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	Media sui cicli
	$\Omega'_{D,exp}$	$\Omega'_{D,exp}$	$\Omega'_{D,exp}$	

Prova 3	1.08	1.07	1.05	1.07
Prova 4	1.09	1.08	1.07	1.08

17.3.2.6 Rapporto α_u/α_1 sperimentale

Il rapporto α_u/α_1 , definito nel paragrafo 7.3.1 “Analisi lineare e non lineare” del DM 14/01/2008 come il “rapporto tra il valore dell’azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione”, è valutato sulla base dei risultati sperimentali ottenuti come il prodotto tra $\Omega \cdot \Omega'$.

La Tabella 17-7 mostra i valori sperimentali del rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$ ottenuti per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico assieme al corrispondente valore medio.

Tabella 17-7. Rapporto α_u/α_1 sperimentale valutato per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico.

$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$				
	1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	
	$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$	Media sui cicli
Prova 3	2.45	2.14	2.02	2.20
Prova 4	2.29	2.10	2.00	2.13

17.3.2.7 Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sperimentale

La Figura 17.7 rappresenta l’andamento dei valori medi del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente per le pareti provate.

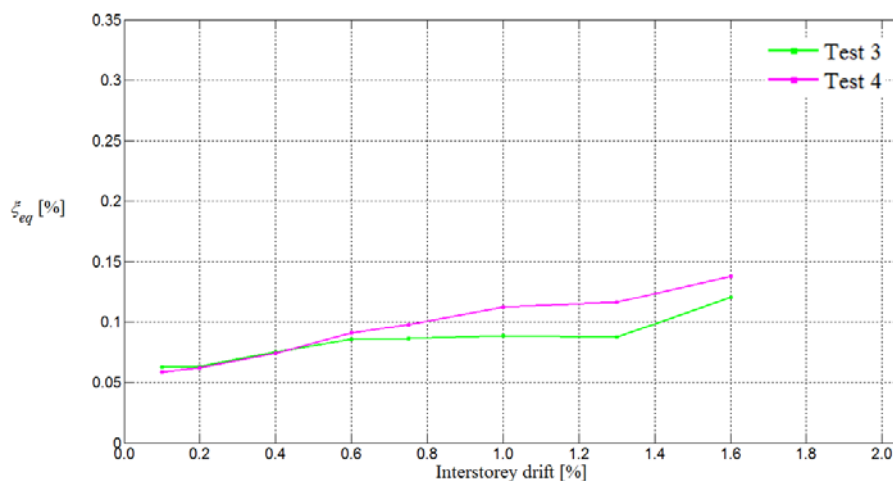


Figura 17.7. Valori medi del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sperimentale per le pareti provate in funzione della deformazione.

17.3.2.8 Osservazioni sulle proprietà comportamentali sperimentali

Dai risultati in termini di proprietà comportamentali sperimentali riportati nei paragrafi precedenti, è possibile notare che le pareti provate sono caratterizzate da:

- un buon comportamento duttile (valori della duttilità cinematica sperimentale compresi tra 6.48 e 7.61);
- valori del fattore di sovraresistenza sperimentale $\Omega_{D,exp} = F_y / F_{1y}$ compresi tra 1.84 e 2.25;
- valori del fattore di sovraresistenza sperimentale $\Omega'_{D,exp} = F_{max} / F_y$ compresi tra 1.05 e 1.09;
- valori del rapporto α_u / α_1 sperimentale compresi tra 2.00 e 2.45, superiori a quelli tipicamente prescritti dalle normative anche per le struttura a telaio (il DM 14/01/2008 prescrive valori del coefficiente α_u / α_1 compresi tra 1.1 e 1.3 per le “strutture a telaio o miste equivalenti a telai” e compresi tra 1.0 e 1.2 per le “strutture a pareti o miste equivalenti a pareti”);
- valori dello smorzamento viscoso equivalente sperimentale pari a circa il 6% per bassi interstorey drift e a circa il 10% per gli interstorey drift più elevati.

17.3.3 Applicazione delle formule predittive

17.3.3.1 Dati meccanici e geometrici utilizzati

Resistenze dei materiali:

- calcestruzzo di classe C25/30:

- resistenze di progetto;

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 250}{1.5} = 141 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctd} = 17.51 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad \text{resistenza a trazione del calcestruzzo}$$

- resistenze effettive (resistenze medie ricavate a partire da prove condotte su provini prelevati in fase di esecuzione delle pareti);

$$R_{c,act} = 260 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{c,act} = 0.83 \cdot R_{c,act} = 0.83 \cdot 260 = 216 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ct,act} = 23.27 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad \text{resistenza a trazione del calcestruzzo}$$

$$E_{c,act} = 10 \cdot 22000 (f_{c,act} / 10)^{0.3} = 277100 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2};$$

$$G_{c,act} = \frac{E_{c,act}}{2(1+\nu)} = \frac{277100}{2(1+0.12)} = 123700 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

- acciaio:

- resistenze di progetto;

$$f_{yd} = \frac{4500}{1.15} = 3913 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{ud} = 5400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{yd} = \frac{4500}{1.15} = 3913 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm})$$

$$f_{ud} = 5400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm})$$

- resistenze effettive (resistenze medie ricavate a partire da prove condotte su provini prelevati in fase di esecuzione delle pareti);

$$f_{y,act} = 5300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{u,act} = 6300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{y,act} = 5300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm})$$

$$f_{u,act} = 6300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm})$$

Dati geometrici

$$b = 4 + 4 = 8 \text{ cm}$$

$$h = 300 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$d = 298 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7; \quad n_G = \frac{G_s}{G_c} = 6;$$

Armature resistenti:

- Armature resistenti a flessione:

- a) Sezione di base:

$$\text{Riprese:} \quad 1+1\phi 8 / 50 \text{ cm} \rightarrow A_s = 2 \cdot \frac{300}{50} \cdot \pi \cdot \frac{0.8^2}{4} = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Catene:} \quad 1+1\phi 12 \rightarrow A_s = 2 \cdot \pi \cdot \frac{1.2^2}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

- b) Sezione "fine riprese":

$$\text{Armatura diffusa:} \quad 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm} \rightarrow A_s = 2 \cdot \frac{300}{5} \cdot \pi \cdot \frac{0.25^2}{4} = 5.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Catene:} \quad 1+1\phi 12 \rightarrow A_s = 2 \cdot \pi \cdot \frac{1.2^2}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

- Armature resistenti a taglio:

$$1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm} \rightarrow A_{sw} = 0.098$$

Parametri di calcolo utilizzati

Con riferimento alle notazioni di cui al paragrafo 9.1.4 dello studio S7, si ha:

$$s = 5 \text{ cm}$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Con riferimento alle notazioni di cui al paragrafo 9.1.5 dello studio S7, si ha:

$$\beta = 1$$

$$z = 0.9d$$

$$b_i = b = 8 \text{ cm}$$

$$c = 0.45$$

$$\mu = 0.7$$

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} \text{ con } A_s : \phi 8 / 50 \text{ e } A_i = b \cdot h$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Con riferimento alle notazioni di cui ai paragrafi 9.1.3.3 e 9.1.3.4 dello studio S7, si ha:

$$d_{bl} = 2.5 \text{ mm}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{u,m}}{y_u} = \frac{\varepsilon_{u,m}}{0.95 \cdot h} = \frac{0.0675}{0.95 \cdot 300} = 1.404 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

- considerando le resistenze teoriche di progetto dei materiali:

$$\begin{aligned} \ell_p &= k \cdot \ell + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} = 0.2 \left(f_u / f_y - 1 \right) \cdot \ell + 0.1 \cdot h + 0.022 d_{bl} f_{y[MPa]} \\ &= 0.2 \left(540 / 450 - 1 \right) \cdot 3000 + 0.1 \cdot 3000 + 0.022 \cdot 2.5 \cdot 450 = \\ &= 120 + 300 + 25 = 445 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\phi_y = 2 \frac{\varepsilon_y}{h} = 2 \frac{f_{yd}}{E_s \cdot h} = 2 \frac{3913}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} = 1.24 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

- considerando le resistenze effettive dei materiali:

$$\begin{aligned} \ell_p &= k \cdot \ell + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} = 0.2 \left(f_u / f_y - 1 \right) \cdot \ell + 0.1 \cdot h + 0.022 d_{bl} f_{y[MPa]} \\ &= 0.2 \left(630 / 530 - 1 \right) \cdot 3000 + 0.1 \cdot 3000 + 0.022 \cdot 2.5 \cdot 530 = \\ &= 110 + 300 + 29 = 439 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\phi_y = 2 \frac{\varepsilon_y}{h} = 2 \frac{f_{yd}}{E_s \cdot h} = 2 \frac{5300}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} = 1.692 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

Con riferimento alle notazioni di cui al paragrafo 9.1.3.2 dello studio S7, si ha:

$$\ell = 288 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{2 \frac{300}{5} \pi \cdot 0.25^2 / 4 + 2 \pi \cdot 1.2^2 / 4}{8 \cdot 300} = 0.00340$$

17.3.3.2 Resistenze teoriche a pressoflessione e taglio

Applicando le formule predittive riportate nel paragrafo 9.1 e i dati di cui al paragrafo 10.3.4.1, si ottengono le seguenti resistenze teoriche:

- **Test 3 (N = 50 kN):**
 - o resistenze teoriche di progetto, R_d :

Resistenza di primo snervamento a flessione:	$M_{1y,d}^{riprese} = 554.2 \text{ kN m}$ $M_{1y,d}^{arm. diffuse} = 549.7 \text{ kN m}$
Resistenza ultima a flessione:	$M_{Rd}^{riprese} = 678.3 \text{ kN m}$ $M_{Rd}^{arm. diffuse} = 671.4 \text{ kN m}$
Resistenza al taglio:	$V_{Rd} = 204.7 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2):	$S_{Rd} = 358.1 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del calcestruzzo):	$S_{Rd}^* = 190.2 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (solo contributo dell'acciaio):	$S_{Rd}^{**} = 136.3 \text{ kN}$

- resistenze teoriche effettive, R_{act} :

Resistenza di primo snervamento a flessione:	$M_{1y,act}^{riprese} = 719.8 \text{ kN m}$ $M_{1y,act}^{arm. diffuse} = 713.8 \text{ kN m}$
Resistenza ultima a flessione:	$M_{R,act}^{riprese} = 892.8 \text{ kN m}$ $M_{R,act}^{arm. diffuse} = 883.1 \text{ kN m}$
Resistenza al taglio:	$V_{R,act} = 277.3 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2):	$S_{R,act} = 465.4 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del calcestruzzo):	$S_{R,act}^* = 242.2 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (solo contributo dell'acciaio):	$S_{R,act}^{**} = 184.6 \text{ kN}$

- **Test 4 (N = 100 kN):**

- resistenze teoriche di progetto, R_d :

Resistenza di primo snervamento a flessione:	$M_{1yd}^{riprese} = 619.1 \text{ kN m}$ $M_{1yd}^{arm. diffuse} = 614.7 \text{ kN m}$
Resistenza ultima a flessione:	$M_{Rd}^{riprese} = 743.1 \text{ kN m}$ $M_{Rd}^{arm. diffuse} = 736.3 \text{ kN m}$
Resistenza al taglio:	$V_{Rd} = 206.1 \text{ kN}$

Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2):	$S_{Rd} = 391.9 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del calcestruzzo):	$S_{Rd}^* = 222.8 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (solo contributo dell'acciaio):	$S_{Rd}^{**} = 136.3 \text{ kN}$

- o resistenze teoriche effettive, R_{act} :

Resistenza di primo snervamento a flessione:	$M_{1y,act}^{riprese} = 786.5 \text{ kN m}$ $M_{1y,act}^{arm. diffuse} = 780.5 \text{ kN m}$
Resistenza ultima a flessione:	$M_{R,act}^{riprese} = 961.2 \text{ kN m}$ $M_{R,act}^{arm. diffuse} = 951.7 \text{ kN m}$
Resistenza al taglio:	$V_{R,act} = 279.2 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2):	$S_{R,act} = 499.8 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (paragrafo 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del calcestruzzo):	$S_{R,act}^* = 275.2 \text{ kN}$
Resistenza a scorrimento (solo contributo dell'acciaio):	$S_{R,act}^{**} = 184.6 \text{ kN}$

17.3.3.3 Proprietà comportamentali teoriche

Applicando le formule predittive riportate nel paragrafo 9.1 e i dati di cui al paragrafo 10.3.4.1, si ottengono le seguenti proprietà comportamentali teoriche trascurando la presenza dell'apertura centrale:

Rapporto α_u/α_1 teorico:

- **Test 3 (N = 50 kN):**

- o considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{Rd}^{riprese} = \frac{F_{Rd}^{riprese}}{F_{1yd}^{riprese}} \cong \frac{M_{Rd}^{riprese}}{M_{1yd}^{riprese}} = \frac{678.3 \text{ kN m}}{554.2 \text{ kN m}} = 1.22$$

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{Rd}^{arm. diffuse} = \frac{F_{Rd}^{arm. diffuse}}{F_{1yd}^{arm. diffuse}} \cong \frac{M_{Rd}^{arm. diffuse}}{M_{1yd}^{arm. diffuse}} = \frac{671.4 \text{ kN m}}{549.7 \text{ kN m}} = 1.22$$

- o considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_{R,act}^{riprese} = \frac{F_{R,act}^{riprese}}{F_{1y,act}^{riprese}} \cong \frac{M_{R,act}^{riprese}}{M_{1y,act}^{riprese}} = \frac{892.8 \text{ kN m}}{719.8 \text{ kN m}} = 1.24$$

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{R,act}^{arm.diffuse} = \frac{F_{R,act}^{arm.diffuse}}{F_{1y,act}^{arm.diffuse}} \cong \frac{M_{R,act}^{arm.diffuse}}{M_{1y,act}^{arm.diffuse}} = \frac{883.1 \text{ kN m}}{713.8 \text{ kN m}} = 1.24$$

- **Test 4 (N = 100 kN):**

- considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{Rd}^{riprese} = \frac{F_{Rd}^{riprese}}{F_{1yd}^{riprese}} \cong \frac{M_{Rd}^{riprese}}{M_{1yd}^{riprese}} = \frac{743.1 \text{ kN m}}{619.1 \text{ kN m}} = 1.20$$

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{Rd}^{arm.diffuse} = \frac{F_{Rd}^{arm.diffuse}}{F_{1yd}^{arm.diffuse}} = \frac{736.3 \text{ kN m}}{614.7 \text{ kN m}} = 1.20$$

- considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{R,act}^{riprese} = \frac{F_{R,act}^{riprese}}{F_{1y,act}^{riprese}} \cong \frac{M_{R,act}^{riprese}}{M_{1y,act}^{riprese}} = \frac{961.2 \text{ kN m}}{786.5 \text{ kN m}} = 1.22$$

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{R,act}^{arm.diffuse} = \frac{F_{R,act}^{arm.diffuse}}{F_{1y,act}^{arm.diffuse}} = \frac{951.7 \text{ kN m}}{780.5 \text{ kN m}} = 1.22$$

Duttilità cinematica teorica:

Dato che, in entrambe le prove, il meccanismo di rottura osservato è lo stesso osservato per le pareti piene, la duttilità cinematica teorica può essere calcolata utilizzando l'espressione valida per le pareti senza aperture a sezione rettangolare (analogamente a quanto effettuato nello studio S7).

- considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\mu_{Rd} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2f_{yd}}{3E_s h} (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(1.404 \cdot 10^{-4} - 1.240 \cdot 10^{-5}) \cdot 44.5 \left(300 - \frac{44.5}{2} + 2.5 \right)}{\frac{2 \cdot 3913}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} (300 + 2.5)^2} = 5.32$$

- considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\mu_{R,act} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2f_{y,act}}{3E_s h} (\ell + \ell_{sp})^2} = 1 + \frac{(1.404 \cdot 10^{-4} - 1.692 \cdot 10^{-5}) \cdot 43.9 \left(300 - \frac{43.9}{2} + 2.9 \right)}{\frac{2 \cdot 5300}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} (300 + 2.9)^2} = 3.95$$

Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente teorico:

- considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\xi_{Rd} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_{Rd} - 1}{\mu_{Rd} \pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{5.32 - 1}{5.32 \cdot \pi} \right) = 0.165 = 16.5\%$$

- considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\xi_{R,act} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_{R,act} - 1}{\mu_{R,act} \pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{3.95 - 1}{3.95 \cdot \pi} \right) = 0.155 = 15.5\%$$

17.3.4 Confronto analitico-sperimentale

Nei paragrafi seguenti i risultati in termini di (i) resistenze, (ii) proprietà comportamentali e (iii) rigidezze ottenuti nel precedente paragrafo verranno confrontati con i corrispondenti risultati sperimentali.

17.3.4.1 Confronto analitico-sperimentale in termini di resistenze

In Tabella 17-8 si riportano, per le due pareti provate, (i) le resistenze teoriche di progetto, R_d , (ii) le resistenze teoriche effettive, R_{act} , (iii) i corrispondenti risultati sperimentali, D_{exp} .

Tabella 17-8. Confronto tra le resistenze teoriche e le resistenze sperimentali.

		R_{act} [kN]	R_d [kN]	D_{exp} [kN]
Test 3 (N = 50kN)	Flessione sez. base	$M_{Rd}^{riprese} = 678.3 \text{ kN m}$	$M_{R,act}^{riprese} = 892.8 \text{ kN m}$	$M_{D,exp}^{riprese} = 855 \text{ kN m}$
		$M_{Rd}^{arm. diffuse} = 671.4 \text{ kN m}$	$M_{R,act}^{arm. diffuse} = 883.1 \text{ kN m}$	$M_{D,exp}^{arm. diffuse} = 768 \text{ kN m}$
	Flessione sez. imposta	$M_{Rd}^{arm. diffuse} = 671.4 \text{ kN m}$	$M_{R,act}^{imposta} = 883.1 \text{ kN m}$	$M_{D,exp}^{imposta} = 558 \text{ kN m}$
	Taglio	$V_{Rd} = 204.7 \text{ kN}$	$V_{R,act} = 277.3 \text{ kN}$	$V_{D,exp} = 296.8 \text{ kN}$
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2)	$S_{Rd} = 358.1 \text{ kN}$	$S_{R,act} = 465.4 \text{ kN}$	$S_{D,exp} = 296.8 \text{ kN}$
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del cls)	$S_{Rd}^* = 190.2 \text{ kN}$	$S_{R,act}^* = 242.2 \text{ kN}$	$S_{D,exp} = 296.8 \text{ kN}$
	Scorrimento (solo contributo dell'acciaio)	$S_{Rd}^{**} = 136.3 \text{ kN}$	$S_{R,act}^{**} = 184.6 \text{ kN}$	$S_{D,exp} = 296.8 \text{ kN}$
Test 4 (N=100kN)	Flessione sez. base	$M_{Rd}^{riprese} = 743.1 \text{ kN m}$	$M_{R,act}^{riprese} = 961.2 \text{ kN m}$	$M_{D,exp}^{riprese} = 829 \text{ kN m}$
		$M_{Rd}^{arm. diffuse} = 736.3 \text{ kN m}$	$M_{R,act}^{arm. diffuse} = 951.7 \text{ kN m}$	$M_{D,exp}^{arm. diffuse} = 743 \text{ kN m}$
	Flessione sez. imposta	$M_{Rd}^{arm. diffuse} = 736.3 \text{ kN m}$	$M_{R,act}^{imposta} = 951.7 \text{ kN m}$	$M_{D,exp}^{imposta} = 541 \text{ kN m}$
	Taglio	$V_{Rd} = 206.1 \text{ kN}$	$V_{R,act} = 279.2 \text{ kN}$	$V_{D,exp} = 288.0 \text{ kN}$
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2)	$S_{Rd} = 391.9 \text{ kN}$	$S_{R,act} = 499.8 \text{ kN}$	$S_{D,exp} = 288.0 \text{ kN}$
	Scorrimento (§ 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del cls)	$S_{Rd}^* = 222.8 \text{ kN}$	$S_{R,act}^* = 275.2 \text{ kN}$	$S_{D,exp} = 288.0 \text{ kN}$
	Scorrimento (solo contributo dell'acciaio)	$S_{Rd}^{**} = 136.3 \text{ kN}$	$S_{R,act}^{**} = 184.6 \text{ kN}$	$S_{D,exp} = 288.0 \text{ kN}$

17.3.4.2 Confronto analitico-sperimentale in termini di proprietà comportamentali

In Tabella 17-9 sono riportati, per le quattro pareti provate, (i) il rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{R_d}$ teorico di progetto; (ii) il rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{R_{act}}$ teorico effettivo e (iii) il rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{D_{exp}}$ sperimentale.

Tabella 17-9. Confronto tra il rapporto α_u/α_1 teorico e il rapporto α_u/α_1 sperimentale.

	$(\alpha_u/\alpha_1)_{R_d}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{R_{act}}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{D_{exp}}$
Test 3 (N = 50kN)	1.22	1.24	2.20
Test 4 (N=100kN)	1.20	1.22	2.13

In Tabella 17-10 sono riportati i valori (i) teorici di progetto, (ii) i valori teorici effettivi e (iii) i valori sperimentali (valori medi sulle quattro prove) della duttilità cinematica e dello smorzamento viscoso equivalente.

Tabella 17-10. Valori teorici, sperimentali della duttilità e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente.

	R_d	R_{act}	D_{exp}
Duttilità	5.32	3.95	6.94
Smorzamento viscoso equivalente	16.5%	15.5%	≈ 10.0%

17.3.5 Osservazioni

Dalle correlazioni analitico sperimentali di cui sopra, è possibile concludere quanto segue:

- le resistenze teoriche di progetto R_d forniscono valori sensibilmente inferiori rispetto alle corrispondenti resistenze sperimentali D_{exp} (fatta eccezione per quanto riguarda la resistenza a scorrimento valutata applicando la formula dell'Eurocodice 2). Ciò significa che il metodo generale di verifica proposto risulta essere ampiamente cautelativo;
- le resistenze teoriche effettive R_{act} risultano, in alcuni casi, leggermente superiori rispetto alle corrispondenti resistenze sperimentali D_{exp} . Ciò significa che le formule predittive sono sostanzialmente in grado di cogliere il comportamento delle pareti nei confronti di

azioni cicliche nel piano e quindi le formule predittive proposte risultano essere affidabili per la valutazione di tale comportamento;

- ciò consente di dedurre la sostanziale applicabilità delle formule predittive di cui al capitolo 9.1;
- in particolare, le correlazioni analitico-sperimentali consentono di mettere in evidenza i seguenti aspetti:
 - le due pareti in c.a. connesse tra loro attraverso connettori di diametro 3 mm, saldati in stabilimento alle due reti esterne possono essere considerate collaboranti al punto da poter considerare il sandwich come un'unica parete monolitica di spessore complessivo pari alla somma degli spessori delle due lastre in c.a. (4+4 cm);
 - il meccanismo di rottura delle due pareti è flessionale (infatti le sovraresistenze relative alle resistenze flessionali sono basse e inferiori rispetto a quelle a taglio nel caso della prova 3 e sono negative nel caso della prova 4) con rottura duttile lato acciaio; per questo motivo, non risulta necessaria la realizzazione dei classici dettagli costruttivi normalmente previsti per i pilastri e per le pareti "snelle", atti a garantire il confinamento del calcestruzzo e ad evitare l'instabilità delle barre longitudinali compresse;
 - non si verifica rottura a taglio (infatti le sovraresistenze relative alle resistenze a taglio effettive (*actual strength*) sono positive e variano dal 7% della prova 3 al 3.2% della prova 4);
 - il fatto che le pareti sandwich siano caratterizzate dalla stessa quantità di armatura diffusa verticale e orizzontale consente, di fatto, di soddisfare il principio della gerarchie delle resistenze flessione/taglio: nonostante siano di forma tozza, le pareti sono in grado di sviluppare un meccanismo di rottura flessionale e non tagliante;
 - in merito alla valutazione della resistenza allo scorrimento alla base:
 - il valore teorico S_{Rd} ottenuto applicando la formula dell'EC2, fornisce valori di resistenza a scorrimento alla base troppo elevati;
 - il valore teorico S_{Rd}^* ottenuto trascurando la resistenza del calcestruzzo, fornisce una stima sufficientemente cautelativa della resistenza a scorrimento alla base;

- il valore teorico S_{Rd}^{**} ottenuto considerando la sola resistenza a tranciamento dell'acciaio, fornisce una stima eccessivamente cautelativa della resistenza a scorrimento alla base;

il confronto con la resistenza sperimentale ha messo in evidenza come, dal punto di vista progettuale, sia più corretto adottare il valore S_{Rd}^* . Infatti, proprio le modalità di applicazione del calcestruzzo (mediante spritz beton) non garantiscono una perfetta adesione, in corrispondenza della base della parete sandwich, tra il calcestruzzo della fondazione e il calcestruzzo delle due lastre in c.a. “centrifugate”;

- le pareti sandwich sono caratterizzate da valori del rapporto α_u/α_1 , compresi tra 2.00 e 2.45. Tali valori sono superiori a quelli tipicamente prescritti dalle normative anche per le strutture a telaio (le *Norme tecniche delle costruzioni* prescrivono un valore del coefficiente α_u/α_1 compreso tra 1.1 e 1.3 per le “*strutture a telaio o miste equivalenti a telai*” e un valore del coefficiente α_u/α_1 compreso tra 1 e 1.2 per le “*strutture a pareti o miste equivalenti a pareti*”);
- le pareti sandwich sono caratterizzate da un buon comportamento duttile (duttilità cinematica media valutata sperimentalmente pari a 6.94); in particolare il valore della duttilità cinematica media valutata sperimentalmente è superiore rispetto alla duttilità cinematica valutata analiticamente applicando la formula suggerita da Priestley *et al.* nel 2007 per le pareti di tipo tradizionale;
- le pareti sandwich sono caratterizzate da valori del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente compresi tra 6% (per bassi valori di deformazione) e 10% (per alti valori di deformazione). Ciò consente di affermare che le strutture a pareti sandwich Nidyon NYSP possono essere progettate, come le strutture di tipo tradizionale, con un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 5 %, pervenendo a risultati sicuramente a favore di sicurezza;
- la presenza dell’apertura non modifica la risposta delle pareti: il comportamento globale della pareti con apertura è analogo a quello delle pareti senza apertura (descritto nell’ambito dello studio S7); in particolare:
 - la presenza dell’apertura non riduce la capacità resistente delle pareti, grazie alla presenza delle riquadrature (che introducono un quantitativo di armatura che, seppur concentrato, compensa, ed anzi supera, il quantitativo di armatura presente nella porzione di parete tolta per far posto all’apertura);

- il comportamento duttile delle pareti con apertura non subisce sostanziali variazioni rispetto a quello osservato per pareti senza aperture (provate nell'ambito dello studio S7), sia qualitativamente (tipologia del meccanismo di rottura) che quantitativamente (valori di duttilità cinematica).

18 Studio “S9” – Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano di una porzione di struttura a pareti sandwich con sviluppo in pianta ad H

Obiettivo del presente studio è quello di valutare il comportamento delle strutture a pareti sandwich Nidyon NYSP nei confronti di azioni ciclico-dinamiche. Tale obiettivo viene perseguito

- attraverso l’esecuzione e interpretazione di una prova sperimentale su un assemblaggio di pareti costituito da una struttura a due piani con sviluppo in pianta ad H, soggetta ad azioni orizzontali ciclico-dinamiche,
- attraverso il confronto fra i risultati sperimentali ottenuti e la loro controparte teorica, valutata mediante l’utilizzo di specifiche formule predittive.

Nei paragrafi seguenti, verranno riportate:

1. le formule predittive per la valutazione teorica del comportamento nei confronti di azioni ciclico-dinamiche;
2. una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate e dei risultati ottenuti;
3. il confronto analitico-sperimentale tra i risultati teorici ottenuti mediante le formule predittive e i corrispondenti risultati sperimentali.
4. le osservazioni sui risultati dello studio, evidenziando in particolare come le formule predittive adottate mostrino di essere in grado di cogliere il comportamento osservato sperimentalmente e possano quindi essere legittimamente utilizzate nella progettazione.

18.1 Formule predittive di riferimento

In questa sezione vengono riportate le formule predittive adottate per la valutazione del comportamento di una struttura a pareti sotto carichi ciclici agenti.

In una generica struttura tridimensionale soggetta ad un’azione sismica orizzontale, è possibile individuare

1. le pareti disposte in direzione ortogonale all’azione del sisma (indicate per semplicità come *pareti ortogonali*) e

2. le pareti disposte in direzione parallela all'azione del sisma (indicate per semplicità come *pareti parallele*).

Le strutture a pareti sandwich oggetto di questa Tesi di Dottorato sono concepite per garantire un comportamento d'insieme scatolare e monolitico, grazie alla realizzazione di speciali connessioni tra pareti e tra pareti e solai. Conseguentemente, l'azione sismica genera nelle pareti sollecitazioni agenti prevalentemente nel loro piano; in particolare:

- le pareti ortogonali sono soggette ad azioni assiali (“*tira e spingi*”) di trazione e compressione (indicate, nel seguito, con il simbolo N_{\perp}), mentre
- le pareti parallele sono soggette ad azioni di flessione e taglio nel piano (indicate, nel seguito, con i simboli $M_{//}$ e $V_{//}$).

Nei paragrafi successivi si riportano:

1. per le *pareti ortogonali*:
 - a. le formule predittive per la valutazione della resistenza a trazione;
 - b. le formule predittive per la valutazione della resistenza a compressione;
2. per le *pareti parallele*:
 - a. le formule predittive per la valutazione della resistenza di primo snervamento a pressoflessione nel piano;
 - b. le formule predittive per la valutazione della resistenza ultima a pressoflessione nel piano;
 - c. le formule predittive per la valutazione della resistenza a taglio nel piano;
 - d. le formule predittive per la valutazione della resistenza a scorrimento alla base;
3. per le connessioni tra pareti:
 - a. le formule predittive per la valutazione della resistenza a scorrimento;
4. le formule predittive per la valutazione della duttilità cinematica;
5. le formule predittive per la valutazione dello smorzamento viscoso equivalente;
6. le formule predittive per la valutazione della rigidità della struttura.

Le formule predittive per la valutazione del comportamento meccanico delle strutture a pareti sandwich nei confronti delle azioni orizzontali sono state sviluppate, sulla base delle classiche ipotesi valide per le strutture tradizionali in c.a., specializzando le formule riportate nelle principali Normative (D.M. 14/01/2008 ed Eurocodici) e nella letteratura tecnica consolidata.

Si fa presente che le formule predittive per la valutazione teorica della resistenza a flessione e della duttilità della singola parete (riportate nei successivi paragrafi 18.1.2.1, 0, 18.1.4) erano state messe a punto nell'ambito della Tesi di Dottorato del Dott. Ing. Daniele Malavolta intitolata

“*Strutture a pareti portanti in c.a. caratterizzate da elevate prestazioni sismiche*”. Le formule predittive per la valutazione teorica della resistenza delle pareti ortogonali, della rigidità della struttura ad H (riportate nei successivi paragrafi 18.1.1, 18.1.6) sono state invece messe a punto dall’autrice nell’ambito di questa Tesi di Dottorato. Le formule predittive per la valutazione della resistenza al taglio e allo scorrimento (alla base e tra pareti ortogonali) sono le classiche formulazioni previste dalle normative che sono state specializzate per il caso specifico delle pareti sandwich nell’ambito di questa Tesi di Dottorato.

18.1.1 Pareti in direzione ortogonale all’azione del sisma

18.1.1.1 Resistenza a trazione

La resistenza a trazione delle *pareti ortogonali* è data dalla relazione seguente:

$$N_{Rd, \text{ trazione}, \perp} = A_{s, \perp} \cdot f_{yd} \quad (18.1)$$

in cui:

$A_{s, \perp}$ è l’area di armatura contenuta nella singola parete \perp di larghezza pari ad h_{\perp} ;

f_{yd} è la resistenza di snervamento di progetto dell’acciaio.

Considerati i valori relativamente ridotti dei carichi gravitazionali applicati, se ne trascura il contributo.

18.1.1.2 Resistenza a compressione

La resistenza a compressione delle *pareti ortogonali* è data dalla relazione seguente:

$$N_{Rd, \text{ compressione}, \perp} = b \cdot h_{\perp} \cdot f_{cd} \quad (18.2)$$

in cui:

b è la somma degli spessori dei due strati in c.a;

h_{\perp} è la larghezza della parete \perp ;

f_{cd} è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo.

Considerati i valori relativamente ridotti dei carichi gravitazionali applicati, se ne trascura il contributo.

18.1.2 Pareti in direzione parallela all'azione del sisma

18.1.2.1 Resistenza di primo snervamento a flessione nel piano

Il momento flettente di primo snervamento, M_{y1} , di una parete parallela all'azione del sisma caratterizzata da una sezione rettangolare in c.a. dotata di armatura diffusa e di armature aggiuntive (“catene”) posizionate alle estremità può essere valutato (per un fissato valore dello sforzo assiale) attraverso la seguente relazione:

$$M_{y1} \cong \left(\frac{\rho b y_{y1}}{2} f_y \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{y1}}{3} \right) + \left(\frac{b(h - y_{y1})^2 f_y}{2 y_{y1} n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{y1}}{3} \right) + A_{s,catena} f_y (h - 2c) \quad (18.3)$$

in cui:

b è lo spessore della parete (per la parete sandwich $b = 4+4 = 8$ cm);

h è la larghezza delle parete;

$n = E_s / E_c$ è il coefficiente di omogeneizzazione;

f_y è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio;

$\rho = \frac{A_s}{bh}$ è la percentuale geometrica di armatura;

A_s è l'area totale di armatura longitudinale della sezione;

$A_{s,catena}$ è l'area delle catene in zona tesa;

c è il copriferro delle catene;

y_{y1} è la posizione dell'asse neutro in condizioni di primo snervamento rispetto alla fibra tesa:

$$y_{y1} = \frac{\left(h + \frac{N_{Ed} n}{f_{yd} b} \right) - \sqrt{\left(h + \frac{N_{Ed} n}{f_{yd} b} \right)^2 - h^2 (1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} \quad (18.4)$$

N_{Ed} è lo sforzo normale applicato.

18.1.2.2 Resistenza ultima a flessione nel piano

Il momento flettente ultimo, M_{Rd} , di una parete parallela all'azione del sisma caratterizzata da una sezione rettangolare in c.a. dotata di armatura diffusa e di armature aggiuntive (“catene”) posizionate alle estremità può essere valutato (per un fissato valore dello sforzo assiale) attraverso la seguente relazione:

$$M_{Rd} \cong (f_y \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb}) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{u, sb}}{2} \right) + (f_c \cdot b \cdot 0.8(h - y_{u, sb})) \cdot (0.1h + 0.4y_{u, sb}) + A_{s, catena} f_y (h - 2c) \quad (18.5)$$

in cui:

f_c è la resistenza del calcestruzzo di progetto;

$y_{u, sb}$ è la posizione dell'asse neutro rispetto alla fibra tesa, valutato adottando un legame costitutivo di tipo stress-block per il calcestruzzo compresso:

$$y_{u, sb} = \left(\frac{0.8 - \nu}{0.8 + \rho_m} \right) h = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot \nu}{1 + 1.25 \cdot \rho_m} \right) h \quad (18.6)$$

$\nu = \frac{N_{Ed}}{f_c b h}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato (tasso di lavoro a sforzo assiale);

$\rho_m = \frac{f_y}{f_c} \cdot \rho = \frac{f_y}{f_c} \cdot \frac{A_s}{b h}$ è la percentuale meccanica di armatura.

18.1.2.3 Resistenza a taglio nel piano

La resistenza al taglio di una parete parallela all'azione del sisma è data dalla seguente relazione (in accordo con il paragrafo 4.1.2.1.3.2 del D.M. 14/01/2008):

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Scd}) \quad (18.7)$$

In cui:

$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$ è la resistenza lato acciaio;

$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$ è la resistenza lato calcestruzzo;

b è la larghezza della sezione resistente ($b = 4 \text{ cm} + 4 \text{ cm}$).

A_{sw} è l'area dell'armatura resistente a taglio;

s è il passo delle armature orizzontali;

$\alpha = 90^\circ$ è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale;

$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo;

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a:

- 1 per membrature non compresse

- $(1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
- 1,25 per $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,50 f_{cd}$
- $2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0,50 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione.

18.1.2.4 Resistenza a scorrimento alla base

La resistenza a scorrimento alla base S_{Rd}^* di una parete parallela all'azione del sisma caratterizzata da una sezione rettangolare in c.a. dotata di armatura diffusa e di armature aggiuntive (“catene”) posizionate alle estremità può essere valutata (per un fissato valore dello sforzo assiale) applicando la formulazione prevista dall'Eurocodice 2 (paragrafo 6.2.5 intitolato: “Azione tagliante nell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi”) ma trascurando il contributo resistente fornito dalla resistenza a trazione del calcestruzzo:

$$S_{Rd}^* = \mu \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{b \cdot h} + \rho f_{yd} \right) \cdot z \cdot b \quad (18.8)$$

in cui:

$\mu = 0.7$ è un fattore che dipende dalla scabrezza dell'interfaccia;

N_{Ed} è lo sforzo assiale agente sulla parete;

18.1.3 Resistenza a scorrimento delle connessioni tra pareti

La resistenza a scorrimento delle connessioni tra pareti può essere valutata applicando la formulazione classica di valutazione della resistenza a scorrimento di cui al paragrafo 6.2.5, “Azione tagliante nell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi” del Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) trascurando il contributo dello sforzo normale (che non è presente):

$$S_{Rd} = \left(c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \frac{A_s}{b \cdot h} \cdot f_{yd} \right) \cdot z \cdot b \quad (18.9)$$

in cui:

$c = 0.45$ è un fattore che dipende dalla scabrezza dell'interfaccia;

f_{ctd} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo;

$\mu = 0.7$ è un fattore che dipende dalla scabrezza dell'interfaccia;

b è la larghezza della sezione in cui vengono trasferite le τ di scorrimento;

h è l'altezza della sezione in cui vengono trasferite le τ di scorrimento;

A_s è l'area di armatura che attraversa la sezione in cui vengono trasferite le τ di scorrimento;

f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'acciaio;

$z = 0.9 \cdot d$ è il braccio della coppia interna della sezione;

$d = h - c$ è l'altezza utile della sezione;

c è il copriferro.

18.1.4 Valutazione analitica della duttilità cinematica

In analogia con quanto è stato riportato nel paragrafo 9.1.3.3.8, la duttilità cinematica di una struttura a pareti sandwich di altezza ℓ e sviluppo in pianta ad H può essere valutata mediante la seguente relazione (Priestley et al. 2007):

$$\mu_{\Delta} = 1 + \frac{(\phi_u - \phi_y) \ell_p \left(\ell - \frac{\ell_p}{2} + \ell_{sp} \right)}{\frac{2f_y}{3E_s h} (\ell + \ell_{sp})^2} \quad (18.10)$$

dove

ϕ_y è la curvatura allo snervamento della sezione, data dalla relazione seguente, valida per pareti in c.a. con sezione a doppia T: $\phi_y = 1.50 \varepsilon_y / h$

18.1.5 Valutazione analitica del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente

In analogia con quanto è stato riportato nel paragrafo 9.1.3.4, il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente viene valutato attraverso la stessa relazione adottata per le singole pareti (paragrafo 9.1.3.4 dello studio S7):

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_{\Delta} - 1}{\mu_{\Delta} \pi} \right) \quad (18.11)$$

in cui μ_{Δ} rappresenta la duttilità cinematica ottenuta come sopra esposto.

18.1.6 Valutazione della rigidezza elastica in condizioni fessurate

La rigidezza della struttura viene calcolata utilizzando le stesse formulazioni riportate nello studio S7. Tuttavia, dato il differente schema statico, è necessario specializzare tali formulazioni al caso in esame.

Lo schema statico di prova è quello di mensola di altezza ℓ caricata con due forze concentrate F_1 ed F_2 applicate rispettivamente in sommità ed ad una quota pari a $\ell/2$ (Figura 18.1). Durante la prova la forza F_1 è stata mantenuta pari al doppio della forza F_2 in particolare $F_1 = (2/3)F$ e $F_2 = F/3$. Pertanto, la forza complessiva applicata alla struttura ad H risulta pari a F . Tale forza è stata riportata nel diagramma forze-spostamenti rappresentato in Figura 18.1a.

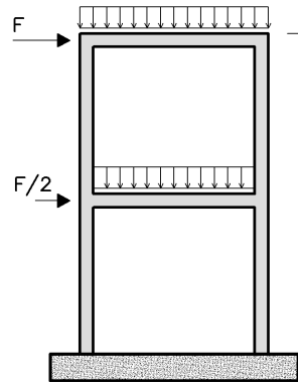


Figura 18.1. Schema di prova.

18.1.6.1 Rigidezza in condizioni interamente reagenti (condizione 1, uncracked)

La rigidezza della struttura ad H può essere valutata applicando la sovrapposizione degli effetti (come rappresentato in Figura 18.2).

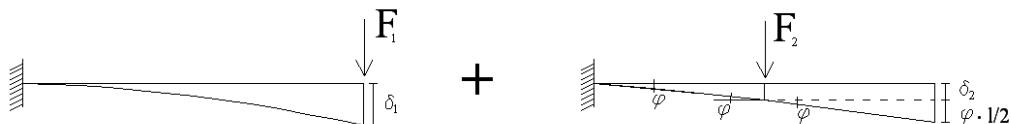


Figura 18.2. Schemi utilizzati per valutare la rigidezza della struttura ad H.

In particolare, la deformazione flessionale risulta dalla seguente relazione:

$$\delta_{flessione} = \frac{F_1 \cdot \ell^3}{3 \cdot E_c \cdot J_1} + \frac{F_2 \cdot \left(\frac{\ell}{2}\right)^3}{3 \cdot E_c \cdot J_1} + \frac{F_2 \cdot \left(\frac{\ell}{2}\right)^2}{2 \cdot E_c \cdot J_1} \cdot \frac{\ell}{2}$$

Considerando che $F_1 = (2/3)F$ e che $F_2 = F/3$, si ottiene:

$$\delta_{flessione} = \frac{37}{144} \cdot \frac{F \cdot \ell^3}{E_c \cdot J_1}$$

La deformazione tagliante risulta dalla seguente relazione:

$$\delta_{\text{taglio}} = \frac{F_1 \cdot \ell \cdot \chi}{G_c \cdot A_1} + \frac{F_2 \cdot \ell/2 \cdot \chi}{G_c \cdot A_1}$$

Pertanto considerando che $F_1 = (2/3)F$ e che $F_2 = F/3$, si ottiene:

$$\delta_{\text{taglio}} = \frac{5}{6} \cdot \frac{F \cdot \ell \cdot \chi}{G_c \cdot A_1}$$

In definitiva, la deformazione totale δ della struttura ad H in condizioni interamente reagenti è data da:

$$\delta = \delta_{\text{flessione}} + \delta_{\text{taglio}} = \frac{37}{144} \cdot \frac{F \cdot \ell^3}{E_c \cdot J_1} + \frac{5}{6} \cdot \frac{F \cdot \ell \cdot \chi}{G_c \cdot A_1} \quad (18.12)$$

La rigidezza a flessione della struttura ad H in condizioni interamente reagenti risulta è dalla seguente relazione:

$$k_{\text{flessione},1} = \frac{F}{\delta_{\text{flessione}}} = \frac{1}{\frac{37}{144} \cdot \frac{F \cdot \ell^3}{E_c \cdot J_1}} = \frac{144}{37} \cdot \frac{E_c \cdot J_1}{\ell^3} \quad (18.13)$$

In cui:

J_1 è il momento di inerzia della sezione ad H interamente reagente:

$$J_1 = J_{\text{uncracked}} = (1+n\rho_{//}) \frac{b_{//} h_{//}^3}{12} + (1+n\rho_{\perp}) 2 \cdot b_{\perp} \cdot h_{\perp} \cdot \left(\frac{h_{//}}{2}\right)^2$$

E_c è il modulo di elasticità del calcestruzzo;

ℓ è l'altezza della struttura.

La rigidezza a taglio della struttura ad H in condizioni interamente reagenti risulta è dalla seguente relazione:

$$k_{\text{taglio},1} = \frac{F}{\delta_{\text{taglio}}} = \frac{1}{\frac{5}{6} \cdot \frac{F \cdot \ell \cdot \chi}{G_c \cdot A_1}} = \frac{6}{5} \cdot \frac{G_c \cdot A_1}{\chi \cdot \ell} \quad (18.14)$$

In cui:

A_1 è l'area della parete d'anima in condizioni interamente reagenti:

$$A_1 = A_{\text{uncracked}} = (1+n\rho_{//}) b_{//} h_{//} ;$$

G_c è il modulo di elasticità tangenziale del calcestruzzo: $G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu_c)}$;

ν_c è il coefficiente di dilatazione trasversale del calcestruzzo (coefficiente di Poisson);

χ è il fattore di taglio;

ℓ è l'altezza della struttura.

La rigidezza totale in condizioni interamente reagenti (campo elastico-lineare, acciaio non ancora snervato) della struttura ad H è data dalla seguente relazione:

$$k_1 = \left(\frac{1}{k_{flessione,1}} + \frac{1}{k_{taglio,1}} \right)^{-1} \quad (18.15)$$

18.1.6.2 Rigidezza in condizioni di totale fessurazione (condizione 2, fully cracked)

La rigidezza della struttura ad H in condizioni di totale fessurazione è data dalla seguente relazione:

$$k_2 = \left(\frac{1}{k_{flessione,2}} + \frac{1}{k_{taglio,2}} \right)^{-1} \quad (18.16)$$

Nella relazione precedente, la rigidezza a flessione, $k_{flessione,2}$, e la rigidezza a taglio, $k_{taglio,2}$, risultano:

$$k_{flessione,2} = \frac{144}{37} \cdot \frac{E_c \cdot J_2}{\ell^3}; \quad k_{taglio,2} = \frac{6}{5} \cdot \frac{G_c \cdot A_2}{\chi \cdot \ell} \quad (18.17)$$

dove:

J_2 è il momento di inerzia della sezione ad H in condizioni di totale fessurazione:

$$J_2 = J_{\text{fully cracked}} = \frac{b_{//} \cdot (x - b_{\perp})^3}{3} + \frac{h_{\perp} b_{\perp}^3}{12} + b_{\perp} h_{\perp} \left(x - \frac{b_{\perp}}{2} \right)^2 + n \rho_{//} \frac{b_{//} h_{//}^3}{12} + n \rho_{//} b_{//} h_{//} \left(\frac{h_{//}}{2} + b_{\perp} - x \right)$$

ρ è la percentuale geometrica di armatura;

A_2 l'area della sezione ad H in condizioni di totale fessurazione:

$$A_2 = A_{\text{fully cracked}} = b_{//} \cdot x + n A_{s, //} + 2n A_{s, \perp} + 2n A_{catena}$$

b è lo spessore della parete;

x è la posizione dell'asse neutro (dipendente dallo stato di sollecitazione della sezione);

$y = h - x$ è la distanza dell'asse neutro dalla fibra tesa;

$n = \frac{E_s}{E_c}$ è il rapporto fra i moduli di elasticità dell'acciaio e del calcestruzzo;

$n_G = \frac{G_s}{G_c}$ è il rapporto fra i moduli di elasticità tangenziale dell'acciaio e del calcestruzzo;

E_s è il modulo di elasticità dell'acciaio;

G_s è il modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio: $G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)}$

ν_s è il coefficiente di dilatazione trasversale dell'acciaio (coefficiente di Poisson).

18.2 Le prove sperimentali

18.2.1 Generalità

La prova sperimentale è stata condotta a dicembre 2006, presso il Laboratorio dell'Eucentre di Pavia. Le prove sono state ideate e progettate dal Prof. Ing. C. Ceccoli e dal suo gruppo di lavoro. Le prove sono state eseguite sotto il coordinamento del Responsabile del Laboratorio, Prof. Ing. A. Pavese.

18.2.2 Caratteristiche degli elementi provati

Oggetto della prova è stata una porzione di struttura a due piani (con il primo livello a quota +3 m e il secondo a quota +6 m), con sviluppo in pianta ad H (la parete d'anima aveva una larghezza di 336 cm, mentre le due pareti d'ala avevano una larghezza di 275 cm, Figura 18.3). Lo spessore complessivo di tutte le pareti era pari a $s = 4 + 10 + 4 = 18$ cm. La costruzione è stata eseguita in accordo con la sequenza realizzativa prevista dal metodo costruttivo Nidyon NYSP. La fondazione di ciascuna parete è stata dimensionata per rimanere in campo elastico lineare. Le connessioni di base (collegamento tra pareti e fondazione) sono state realizzate con 1+1 barre $\phi 8/30$ cm, inserite (come da particolare costruttivo) all'interno delle reti che costituivano l'armatura diffusa delle pareti. In corrispondenza delle connessioni tra la parete d'anima e le pareti d'ala sono stati disposti 2+2 $\phi 12$ verticali, all'interno di staffe orizzontali a U $\phi 6/30$ cm (connessione tra pareti "a tre vie"). In corrispondenza delle connessioni tra pareti e solai sono stati realizzati due cordoli di dimensioni 18x20 cm, armati con 2+2 $\phi 16$ e staffe $\phi 8/15$ cm. Le connessioni tra pareti e solai sono state realizzate mediante barre ad U $\phi 8/30$ cm. I solai dei due livelli sono stati realizzati con getto pieno in c.a. di spessore pari a 20 cm, con una doppia rete di armatura $\phi 12/15 \times 15$ cm.

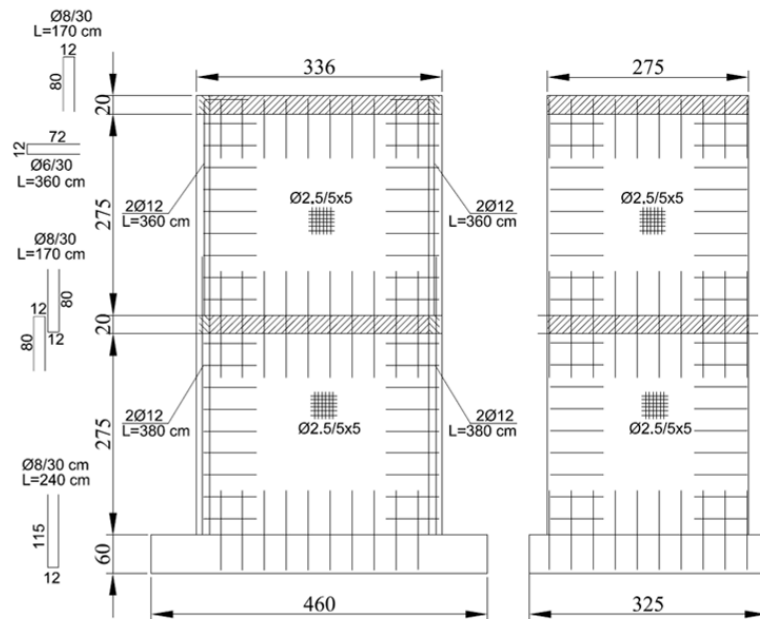


Figura 18.3. Dettaglio delle armature.

18.2.3 Modalità di prova

Il carico ciclico orizzontale è stato applicato, con due martinetti idraulici, in corrispondenza del cordolo del piano primo e del piano secondo, in modo da andare a sollecitare nel piano la parete d'anima (che si configura, quindi, come parete parallela all'azione del sisma). Il carico orizzontale applicato al piano secondo è stato mantenuto pari al doppio del carico orizzontale applicato al piano primo (Figura 18.4). Tutti i cicli di carico orizzontale sono stati sviluppati in controllo di spostamento imponendo alla struttura spostamenti massimi (*interstorey drifts*) positivi e negativi crescenti a passo non costante per 3 cicli completi di carico. I carichi verticali sono stati applicati sui due solai di piano mediante blocchi in calcestruzzo. In ogni piano sono stati applicati carichi per 100 kN.

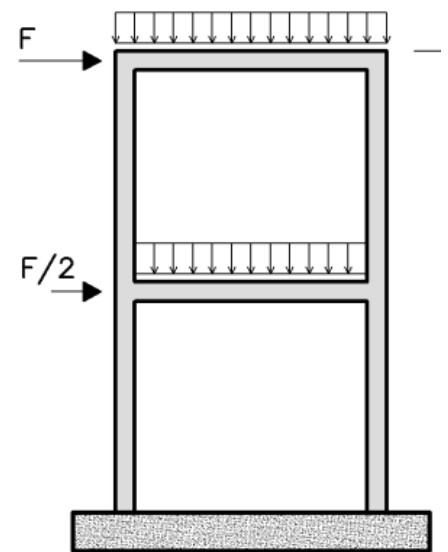


Figura 18.4. Schema di prova.

I carichi orizzontali sono stati incrementati fino al raggiungimento della condizione di “*collasso virtuale*”. Con tale espressione si intende il manifestarsi di una evidente riduzione della resistenza laterale dell'elemento provato. In corrispondenza di tale condizione è stato misurato lo spostamento ultimo sviluppato dalla struttura e la prova è stata interrotta.

18.2.4 Risultati ottenuti

La Figura 18.5 mostra rispettivamente il diagramma forza-spostamento in sommità, l'involuppo dei diagrammi forza-spostamento e il quadro fessurativo osservato.

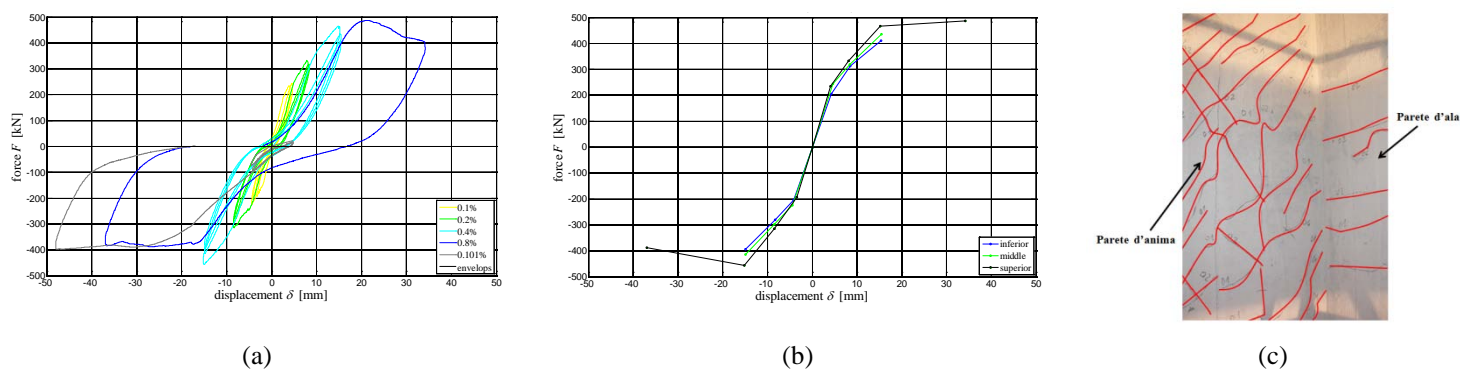


Figura 18.5. Prova 7 ($N = 200$ kN); (a) diagramma forza-spostamento in sommità, (b) involuppo dei diagrammi forza-spostamento e (c) quadro fessurativo osservato.

In Tabella 18-1 sono riportati i valori degli spostamenti imposti, dei corrispondenti interstorey drifts, della velocità di applicazione degli spostamenti, del numero di cicli di carico applicati e delle massime forze misurate ad ogni ciclo sia in trazione, F_{iT} , che in compressione, F_{iC} .

Tabella 18-1. Spostamenti imposti, corrispondenti interstorey drifts, velocità di applicazione degli spostamenti, numero di cicli di carico applicati e massime forze misurate ad ogni ciclo sia in trazione che in compressione.

δ [mm]	ID [%]	v [mm/s]	Numero di cicli	F_{iT} [kN]	F_{iC} [kN]	F_{2T} [kN]	F_{2C} [kN]	F_{3T} [kN]	F_{3C} [kN]
6,00	0,10	0,05	3	235.1	193.2	244.1	224.2	205.0	203.2
12,00	0,20	0,05	3	332.4	314.0	319.6	297.1	313.2	280.4
24,00	0,40	0,10	3	465.9	456.0	435.1	413.9	411.2	393.4
48,00	0,80	0,15	1	487.5	387.7	-	-	-	-
6,00	0,10	0,30	3	21.9	75.2	17.5	96.1	15.6	92.9

Da quanto emerso durante la prova, osservando anche i dati sopra riportati, risulta opportuno sottolineare come la struttura provata

- non abbia mai raggiunto un vero e proprio collasso; il carico orizzontale è stato incrementato fino alla condizione di “*collasso virtuale*”, così come sopra definita;
- abbia sempre mostrato di mantenere la piena capacità portante nei confronti dei carichi verticali;
- abbia manifestato un ridotto degrado della resistenza nei confronti dei carichi orizzontali, così come chiaramente desumibile dalle figure sopra riportate;

- abbia raggiunto elevati valori della massima forza orizzontale applicata; infatti, il valore del carico orizzontale ottenuto (circa 500 kN) è stato superiore al carico verticale di prova (pari a 200 kN);
- abbia manifestato un quadro fessurativo che indica un meccanismo di rottura di tipo flessionale; grazie al corretto funzionamento delle connessioni a due vie tra la parete d'anima e le due pareti d'ala la struttura si è comportata come un elemento monolitico a doppio T.

18.3 Interpretazione dei risultati ottenuti

In questa sezione viene fornita l'interpretazione dei risultati della prova sperimentale condotta. In particolare:

- nella sezione 18.3.1 vengono determinate le resistenze sperimentali (in termini di pressoflessione e taglio nel piano e di scorrimento) desumibili dalla prova effettuata, D_{exp} ;
- nella sezione 18.3.2 vengono determinati i valori sperimentali delle seguenti proprietà comportamentali desumibili dalla prova effettuata, D_{exp} : la duttilità cinematica, i fattori di sovrarresistenza, il rapporto α_u/α_1 , e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente;
- nella sezione 18.3.3 vengono determinati i valori sperimentali delle rigidezze desumibili dalla prova effettuata, D_{exp} ;
- nella sezione 18.3.4 vengono valutate le seguenti grandezze teoriche: (i) due differenti resistenze R (entrambe ottenute applicando le formule predittive definite al paragrafo 18.1):
 - R_d (resistenza teorica di progetto) resistenza valutata utilizzando le resistenze di progetto (*design strengths*) dei materiali f_{yd} , f_{cd} ;
 - R_{act} (resistenza teorica effettiva) resistenza valutata utilizzando le resistenze effettive (*actual strengths*) dei materiali $f_{y,act}$, $f_{c,act}$;
 (ii) le proprietà comportamentali e (iii) le rigidezze valutate con riferimento alle resistenze effettive (*actual strengths*) dei materiali $f_{y,act}$, $f_{c,act}$;

- nella sezione 18.3.5 viene effettuato il confronto fra le risultanze sperimentali ottenute D_{exp} , e le corrispondenti previsioni teoriche R_{act} e R_d

18.3.1 Resistenze sperimentali a pressoflessione e taglio nel piano

Si definiscono le seguenti grandezze:

F_{max} : forza orizzontale massima applicata alla struttura;

$F_{\text{max}}^{\text{piano primo}} = F_1$: forza orizzontale massima applicata in corrispondenza del primo livello della struttura;

$F_{\text{max}}^{\text{piano secondo}} = F_2$: forza orizzontale massima applicata in corrispondenza del secondo livello della struttura.

Si definiscono le seguenti resistenze sperimentali, D_{exp} :

- Resistenza sperimentale a taglio nel piano $V_{D,\text{exp}}$, pari alla forza orizzontale massima F_{max} sopportata dalla struttura;
- Resistenza sperimentale a scorrimento nel piano $S_{D,\text{exp}}$, pari alla forza orizzontale massima F_{max} sopportata dalla struttura;
- Resistenza sperimentale a pressoflessione nel piano $M_{D,\text{exp}}^{\text{riprese}}$, pari al momento massimo alla base (sezione in cui si considerano agenti solo le armature di ripresa) agente sotto l'effetto della forza orizzontale massima F_{max} (valutato come somma (i) del prodotto tra F_1 e la distanza tra l'asse dell'attuatore al secondo livello e la base ($l_2^{\text{riprese}} = 588 \text{ cm}$) e (ii) del prodotto tra F_2 e la distanza tra l'asse dell'attuatore al primo livello e la base ($l_1^{\text{riprese}} = 288 \text{ cm}$));
- Resistenza sperimentale a pressoflessione nel piano $M_{D,\text{exp}}^{\text{arm.diffuse}}$, pari al momento massimo nella sezione posta a 30 cm dalla base (sezione in cui si considerano agenti solo le armature diffuse) agente sotto l'effetto della forza orizzontale massima F_{max} (valutato come somma (i) del prodotto tra F_1 e la distanza tra l'asse dell'attuatore al secondo livello e la sezione in esame ($l_2^{\text{arm.diffuse}} = 588 - 30 = 558 \text{ cm}$) e (ii) del prodotto tra F_2 e la distanza tra l'asse dell'attuatore al primo livello e la sezione in esame ($l_1^{\text{arm.diffuse}} = 288 - 30 = 258 \text{ cm}$)).

In realtà, dato che il meccanismo di rottura osservato è prevalentemente di tipo flessionale, solo le resistenze sperimentali a pressoflessione corrispondono effettivamente alla resistenza ultima della struttura. Le resistenze a taglio osservate si configurano invece come le sollecitazioni agenti in presenza delle resistenze ultime a pressoflessione.

In dettaglio, si sono ottenuti i valori di seguito riportati.

$$F_{\max} = 465.8 \text{ kN}$$

$$F_{\max}^{\text{piano primo}} = F_1 = \frac{F_{\max}}{3} = 465.8 \cdot \frac{1}{3} = 155.3 \text{ kN}$$

$$F_{\max}^{\text{piano secondo}} = F_2 = \frac{2}{3} F_{\max} = 465.8 \cdot \frac{2}{3} = 310.5 \text{ kN}$$

$$D_{\text{exp}} : \begin{cases} V_{D,\text{exp}} = 465.8 \text{ kN} \\ S_{D,\text{exp}} = 465.8 \text{ kN} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{riprese}} = F_1 \cdot l_1^{\text{riprese}} + F_2 \cdot l_2^{\text{riprese}} = 155.3 \cdot 2.88 + 310.5 \cdot 5.88 = 2273 \text{ kN m} \\ M_{D,\text{exp}}^{\text{arm. diffuse}} = F_1 \cdot l_1^{\text{arm. diffuse}} + F_2 \cdot l_2^{\text{arm. diffuse}} = 155.3 \cdot 2.58 + 310.5 \cdot 5.58 = 2133 \text{ kN m} \end{cases}$$

18.3.2 *Proprietà comportamentali sperimentali (fattori di sovreresistenza, rapporto α_u/α_1 , duttilità e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente)*

18.3.2.1 *Valutazione del differente comportamento a trazione e compressione osservato*

Lo spostamento orizzontale è stato imposto alla struttura attraverso un attuatore “a doppio effetto”, in grado di agire cioè sia in trazione che in compressione. Da un punto di vista teorico, il comportamento pseudo-statico della struttura dovrebbe essere identico sia in trazione che in compressione, per ragioni di simmetria. In realtà, nel corso della prova, a causa delle differenti modalità di applicazione del carico, si sono osservate variazioni nella risposta della struttura a seconda che l'attuatore agisse in trazione o in compressione.

In questa sezione viene valutata l'entità di tale problematica, al fine di verificare se sia possibile, nella trattazione successiva, fare riferimento a un involucro medio ottenuto sommando indifferentemente gli involucri relativi all'attuatore agente sia in trazione che in compressione.

I valori assoluti degli involucri dei diagrammi forza-spostamento sono stati confrontati e sovrapposti nello stesso quadrante positivo assieme al loro involucro medio. La Figura 18.6 presenta gli involucri in trazione, compressione e il corrispondente involucro medio relativi al primo, secondo e terzo ciclo di carico.

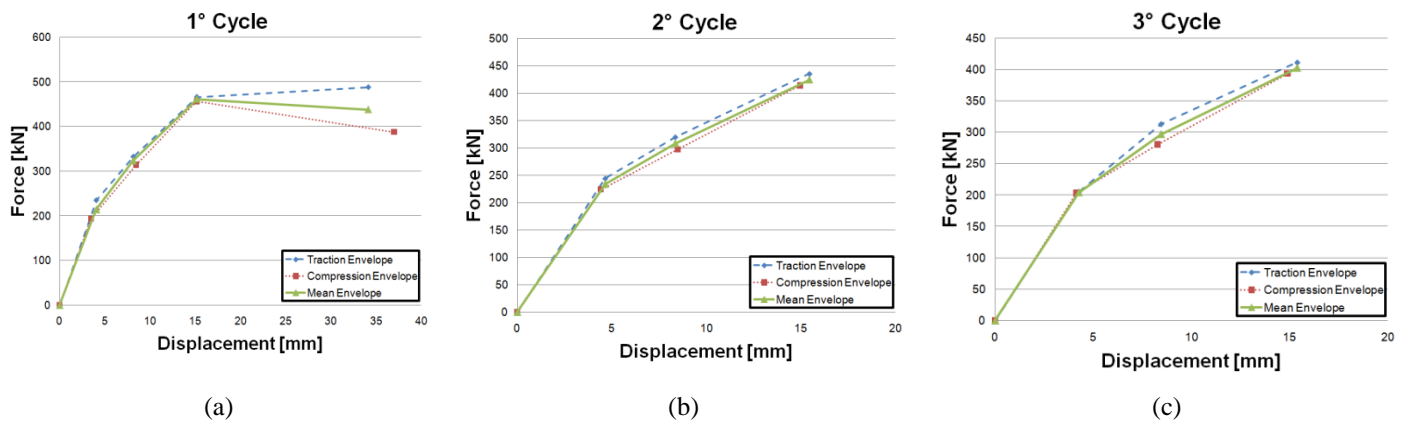


Figura 18.6. Involuppo a trazione, compressione e involucro medio relative al (a) primo, (b) secondo e (c) terzo ciclo.

La Tabella 18-2 mostra, per ciascun ciclo di carico, i valori medi dello standard error (così come definite da *Ang e Tang* nel libro “*Probability Concepts in Engineering, Emphasis on applications to civil and environmental engineering*”, 2007), valutato sugli interstorey drifts imposti mediante la formula seguente:

$$s_i = \frac{1}{J} \cdot \sum_{j=1}^J \sqrt{\frac{(F_{jT} - \mu_j)^2 + (F_{jC} - \mu_j)^2}{2}}$$

in cui:

J : è il numero totale di interstorey drifts imposti;

F_{jT} : è la massima forza raggiunta in trazione al j -esimo interstorey drift imposto in corrispondenza del i -esimo ciclo di carico;

F_{jC} : è la massima forza raggiunta in compressione al j -esimo interstorey drift imposto in corrispondenza del i -esimo ciclo di carico;

$$\mu_j = (F_{jT} + F_{jC}) / 2.$$

L'ultima colonna della Tabella 18-2 mostra i valori medi sui cicli di s_i , valutati come:

$$\bar{s} = \frac{1}{3} \cdot \sum_{i=1}^3 s_i$$

Tabella 18-2. Media degli standard errors su tutti i ciclo di carico.

Standard error su tutti i cicli			
[kN]			
1° ciclo	2° ciclo	3° ciclo	Media sui cicli
21.25	10.60	8.73	13.53

Osservando i valori degli standard errors riportati nella Tabella 18-2, è possibile notare come questi siano limitati a valori inferiori a 21 kN, risultando quindi di entità trascurabile rispetto ai valori di forza ottenuti durante la prova (dai 200 kN ai 500 kN). Pertanto, ciò consente di affermare che gli involuppi in trazione e compressione forniscono valori sufficientemente simili fra loro e come, conseguentemente, risulti legittimo, nella trattazione successiva, fare riferimento a un involuppo medio ottenuto sommando indifferentemente gli involuppi relativi all'attuatore agente sia in trazione che in compressione.

18.3.2.2 Schematizzazione bilineare degli involuppi del diagramma forza-spostamento e definizioni delle proprietà comportamentali sperimentali

Come per le pareti con e senza aperture (studio S7 e studio S8), anche per la struttura a due piani con pianta ad H, è stata definita una schematizzazione bilineare per gli involuppi medi del diagramma forza-spostamento.

Sulla base delle schematizzazioni bilineari sono state definite le stesse proprietà comportamentali (i.e. duttilità cinematica sperimentale, fattore di sovraresistenza Ω sperimentale, fattore di sovraresistenza Ω' sperimentale, rapporto α_u/α_1 sperimentale e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sperimentale $\xi_{eq,sp}$) definite per le pareti con e senza aperture (studio S7 e studio S8).

18.3.2.3 Duttilità cinematica sperimentale

La Figura 18.7 presenta le schematizzazioni bilineari ottenute a partire dagli involuppi medi del diagramma forza-spostamento relativi al primo, secondo e terzo ciclo di carico. Nella stessa figura sono inoltre riportati i valori dello spostamento di snervamento, δ_y , dello spostamento ultimo, δ_u , della forza di primo snervamento, F_{1y} , e della forza di snervamento, F_y . La Tabella 18-3 mostra i valori di duttilità cinematica ricavati per ciascun ciclo di carico assieme al corrispondente valore medio valutato sui cicli.

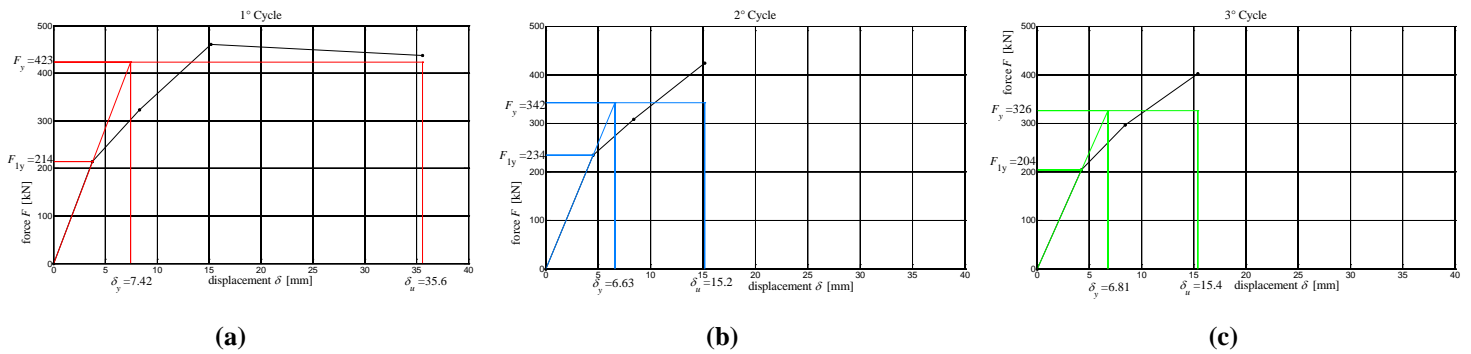


Figura 18.7. Involuppo medio e corrispondente schematizzazione bilineare delle curve relative al (a) primo, (b) secondo e (c) terzo ciclo di carico.

Tabella 18-3. Duttilità cinematica valutata per ciascun ciclo di carico.

Duttilità cinematica sperimentale			
1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	Media sui cicli
$\mu_{D,exp}$	$\mu_{D,exp}$	$\mu_{D,exp}$	
4.79	-	-	4.79

18.3.2.4 Fattore di sovrarresistenza sperimentale, $\Omega_{D,exp}$

La Tabella 18-4 mostra i valori del fattore di sovrarresistenza sperimentale, $\Omega_{D,exp}$, ottenuti per ciascun ciclo di carico assieme al corrispondente valore medio.

Tabella 18-4. Fattore di sovrarresistenza sperimentale $\Omega_{D,exp}$ valutato per ciascun ciclo di carico.

Fattore di sovrarresistenza sperimentale $\Omega_{D,exp}$			
1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	Media sui cicli
$\Omega_{D,exp}$	$\Omega_{D,exp}$	$\Omega_{D,exp}$	
1.98	1.46	1.60	1.68

18.3.2.5 Fattore di sovrarresistenza, $\Omega'_{D,exp}$

La Tabella 18-5 mostra i valori del fattore di sovrarresistenza sperimentale, $\Omega'_{D,exp}$, ottenuti per ciascun ciclo di carico assieme al corrispondente valore medio.

Tabella 18-5. Fattore di sovrarresistenza sperimentale $\Omega'_{D,exp}$ valutato per ciascuna prova e per ciascun ciclo di carico.

Fattore di sovrarresistenza sperimentale $\Omega'_{D,exp}$			
1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	Media sui cicli
$\Omega'_{D,exp}$	$\Omega'_{D,exp}$	$\Omega'_{D,exp}$	

1.09	1.24	1.23	1.19
------	------	------	-------------

18.3.2.6 Rapporto α_u/α_1 sperimentale

Il rapporto α_u/α_1 , definito nel paragrafo 7.3.1 “Analisi lineare e non lineare” del DM 14/01/2008 come il “rapporto tra il valore dell’azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione”, è valutato sulla base dei risultati sperimentali ottenuti come il prodotto tra $\Omega \cdot \Omega'$.

La Tabella 18-6 mostra i valori sperimentali del rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$ ottenuti per ciascun ciclo di carico assieme al corrispondente valore medio.

Tabella 18-6. Rapporto α_u/α_1 sperimentale valutato per ciascun ciclo di carico.

$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$			
1° Ciclo	2° Ciclo	3° Ciclo	Media sui cicli
$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$	
2.15	1.81	1.97	1.98

18.3.2.7 Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sperimentale

La Figura 18.8 rappresenta l’andamento dei valori medi del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sperimentale per la struttura provata.

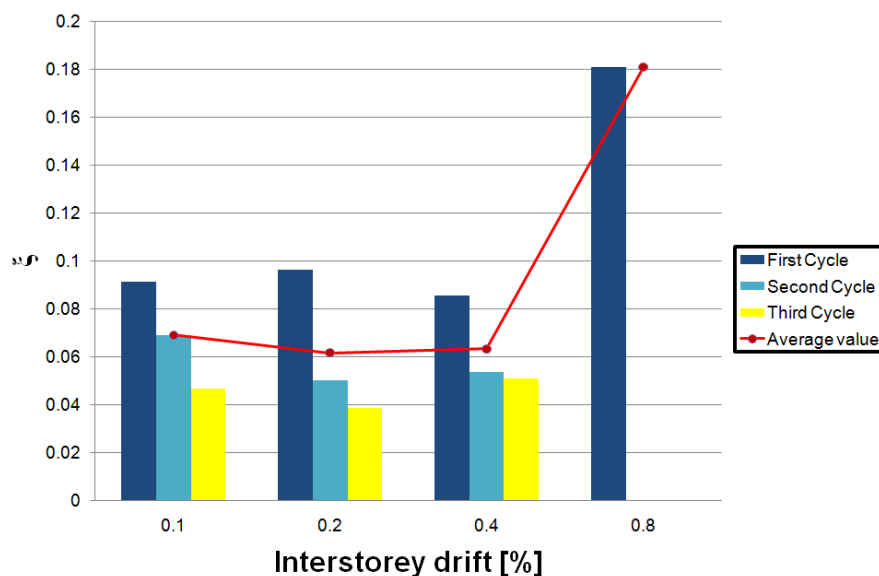


Figura 18.8. Valori medi del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente in funzione della deformazione.

18.3.2.8 Osservazioni sulle proprietà comportamentali sperimentali

Dai risultati in termini di proprietà comportamentali sperimentali riportati nei paragrafi precedenti, è possibile notare che la struttura provata è caratterizzata da:

- un buon comportamento duttile (duttilità cinematica sperimentale pari a 4.79);
- valori del fattore di sovraresistenza sperimentale $\Omega_{D,exp} = F_y/F_{1y}$ compresi tra 1.46 e 1.98;
- valori del fattore di sovraresistenza sperimentale $\Omega'_{D,exp} = F_{max}/F_y$ compresi tra 1.09 e 1.24;
- valori del rapporto α_u/α_1 sperimentale compresi tra 1.81 e 2.15, superiori a quelli tipicamente prescritti dalle normative anche per le struttura a telaio (il DM 14/01/2008 prescrive valori del coefficiente α_u/α_1 compresi tra 1.1 e 1.3 per le “strutture a telaio o miste equivalenti a telai” e compresi tra 1.0 e 1.2 per le “strutture a pareti o miste equivalenti a pareti”);
- valori dello smorzamento viscoso equivalente sperimentale pari a circa il 6% per bassi interstorey drift e a circa il 18% per gli interstorey drift più elevati.

18.3.3 Rigidezze sperimentali

La rigidezza sperimentale è data dal rapporto tra il valore medio fra le forze massime misurate (con attuatore in trazione ed in compressione) durante i tre cicli di carico imposti ad un ID di 0.1% e il corrispondente spostamento imposto, in particolare:

$$K_0 = \frac{F_{media}(0.1\%)}{\delta(0.1\%)} = \frac{F_{1T} + F_{1C} + F_{2T} + F_{2C} + F_{3T} + F_{3C}}{2.75} \quad (18.18)$$

In Tabella 18-7 sono riportati i valori delle massime forze misurate ad ogni ciclo sia in trazione, F_{iT} , che in compressione, F_{iC} , durante i tre cicli di carico imposti l'ID pari a 0.1%, i corrispondenti valori medi e le corrispondenti rigidezze sperimentali.

Tabella 18-7. Valori delle massime forze misurate ad ogni ciclo (sia in trazione che in compressione) durante i tre cicli di carico imposti per gli ID pari a 0.1%, corrispondenti valori medi e rigidezze sperimentali.

ID	δ	F_{1T}	F_{1C}	F_{2T}	F_{2C}	F_{3T}	F_{3C}	F_{media}	$k_{Sp,media}$
[%]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kg/cm]
6.00	0.10	235.1	193.2	244.1	224.2	205.0	203.2	217.47	36245

18.3.4 Applicazione delle formule predittive

18.3.4.1 Dati meccanici e geometrici utilizzati

Resistenze dei materiali

- calcestruzzo di classe C25/30:

- resistenze di progetto;

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 250}{1.5} = 141 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ctd} = 17.51 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad \text{resistenza a trazione del calcestruzzo}$$

- resistenze effettive (resistenze medie ricavate a partire da prove condotte su provini prelevati in fase di esecuzione delle pareti);

$$R_{c,act} = 238 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{c,act} = 0.83 \cdot R_{c,act} = 0.83 \cdot 238 = 198 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ct,act} = 21.96 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad \text{resistenza a trazione del calcestruzzo}$$

$$E_{c,act} = 10 \cdot 22000 \left(f_{c,act} / 10 \right)^{0.3} = 269850 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2};$$

$$G_{c,act} = \frac{E_{c,act}}{2(1+\nu)} = \frac{269850}{2(1+0.12)} = 120470 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

- acciaio:

- resistenze di progetto;

$$f_{yd} = \frac{4500}{1.15} = 3913 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{ud} = 5400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{yd} = \frac{4500}{1.15} = 3913 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm})$$

$$f_{ud} = 5400 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm})$$

- resistenze effettive (resistenze medie ricavate a partire da prove condotte su provini prelevati in fase di esecuzione delle pareti);

$$f_{y,act} = 5300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{u,act} = 6300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio FeB 44 k impiegato per le armature aggiuntive inserite in opera})$$

$$f_{y,act} = 5300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm})$$

$$f_{u,act} = 6300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \quad (\text{acciaio zincato impiegato per l'armatura diffusa } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm})$$

Dati geometrici

Con riferimento alla Figura 18.9, si definiscono le seguenti grandezze:

- Pareti parallele:

$$b_{//} = b = 4 + 4 = 8 \text{ cm}$$

$$h_{//} = 318 \text{ cm}$$

$$c_{//} = 2 \text{ cm}$$

$$d_{//} = 316 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 7; \quad n_G = \frac{G_s}{G_c} = 6;$$

- Per le pareti ortogonali:

$$b_{\perp} = b = 4 + 4 = 8 \text{ cm}$$

$$h_{\perp} = 275 \text{ cm}$$

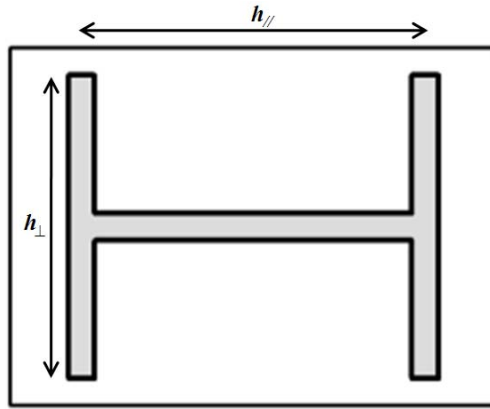


Figura 18.9. Sezione orizzontale della struttura provata, con l'indicazione di alcuni dati geometrici utilizzati.

Armature resistenti:

• Pareti parallele:

○ Armature resistenti a flessione:

a) Sezione di base:

$$\text{Riprese: } 1+1\phi 8 / 30 \text{ cm} \rightarrow A_s = 2 \cdot \frac{300}{30} \cdot \pi \cdot \frac{0.8^2}{4} = 10.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Catene: } 1+1\phi 12 \rightarrow A_s = 2 \cdot \pi \cdot \frac{1.2^2}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

b) Sezione "fine riprese":

$$\text{Armatura diffusa: } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm} \rightarrow A_s = 2 \cdot \frac{300}{5} \cdot \pi \cdot \frac{0.25^2}{4} = 5.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Catene: } 1+1\phi 12 \rightarrow A_s = 2 \cdot \pi \cdot \frac{1.2^2}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

○ Armature resistenti a taglio:

$$1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm} \rightarrow A_{sw} = 0.098$$

• Pareti ortogonali:

○ Armature resistenti a flessione:

a) Sezione di base:

$$\text{Riprese: } 1+1\phi 8 / 30 \text{ cm} \rightarrow A_s = 2 \cdot \frac{275}{30} \cdot \pi \cdot \frac{0.8^2}{4} = 9.2 \text{ cm}^2$$

b) Sezione "fine riprese":

$$\text{Armatura diffusa: } 1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm} \rightarrow A_s = 2 \cdot \frac{275}{5} \cdot \pi \cdot \frac{0.25^2}{4} = 5.4 \text{ cm}^2$$

- Armature resistenti a taglio:

$$1+1\phi 2.5 / 5 \text{ cm} \rightarrow A_{sw} = 0.098$$

- Conessioni:

- Armature resistenti a scorrimento:

Barre ad U: $\phi 6 / 30 \text{ cm}$

Catene: $1+1\phi 12 \rightarrow A_s = 2 \cdot \pi \cdot \frac{1.2^2}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$

- Cordoli di piano:

- Armature resistenti a scorrimento:

$$4\phi 16$$

Parametri di calcolo utilizzati

Con riferimento alle notazioni di cui al paragrafo 18.1.2.3, si ha:

$$s = 5 \text{ cm}$$

$$\theta = 26^\circ$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Con riferimento alle notazioni di cui al paragrafo 18.1.2.4, si ha:

$$\beta = 1$$

$$z = 0.9d$$

$$b_i = 8 \text{ cm}$$

$$c = 0.45$$

$$\mu = 0.7$$

$$\sigma_n = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h_{eff}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} \text{ con } A_s: \phi 8 / 30 \text{ e } A_i = b \cdot h_{eff}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Con riferimento alle notazioni di cui ai paragrafi 18.1.4 e 18.1.5, si ha:

$$d_{bl} = 2.5 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{su,m} = k \cdot 0.50 \cdot 0.22 = 0.4 \cdot 0.50 \cdot 0.22 = 0.04 = 4.0\%$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{u,m}}{y_u} = \frac{\varepsilon_{u,m}}{0.95 \cdot h} = \frac{0.04}{0.95 \cdot 336} = 1.25 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

- considerando le resistenze di progetto dei materiali:

$$\begin{aligned}\ell_p &= k \cdot \ell + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} = 0.2 \left(f_u / f_y - 1 \right) \cdot \ell + 0.1 \cdot h + 0.022 d_{bl} f_{y[MPa]} \\ &= 0.2 (540 / 450 - 1) \cdot 6000 + 0.1 \cdot 3360 + 0.022 \cdot 2.5 \cdot 450 = \\ &= 240 + 336 + 25 = 601 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\phi_y = 1.5 \frac{\varepsilon_y}{h} = 1.5 \frac{f_{yd}}{E_s \cdot h} = 1.5 \frac{3913}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 336} = 8.3 \cdot 10^{-6} \text{ cm}^{-1}$$

- considerando le resistenze effettive dei materiali:

$$\begin{aligned}\ell_p &= k \cdot \ell + 0.1 \cdot h + \ell_{sp} = 0.2 \left(f_u / f_y - 1 \right) \cdot \ell + 0.1 \cdot h + 0.022 d_{bl} f_{y[MPa]} \\ &= 0.2 (631 / 533 - 1) \cdot 6000 + 0.1 \cdot 3360 + 0.022 \cdot 2.5 \cdot 530 = \\ &= 226 + 336 + 29 = 591 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\phi_y = 1.5 \frac{\varepsilon_y}{h} = 1.5 \frac{f_y}{E_s \cdot h} = 1.5 \frac{5300}{2.1 \cdot 10^6 \cdot 336} = 1.127 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

Parametri utilizzati per il calcolo della resistenza scorrimento delle connessioni a tre vie:

$$\beta = 1$$

$$z = 0.9d$$

$$b_i = 8 \text{ cm}$$

$$\ell_{\text{interpiano}} = 300 \text{ cm}$$

$$c = 0.45$$

$$\mu = 0.7$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_i} \text{ con } A_s: \phi 6 / 30 + 4\phi 16 \text{ (cordolo) e } A_i = b \cdot \ell_{\text{interpiano}}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Con riferimento alle notazioni di cui al paragrafo 1.8, si ha:

$$\ell = 580 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.00340$$

$$J_{\text{int reag}} = 117000000 \text{ cm}^4;$$

$$A_{\text{int reag}} = 8 \cdot 300 = 2400 \text{ cm}^2 \text{ (area resistente a taglio);}$$

18.3.4.2 Resistenze teoriche a pressoflessione e taglio

Applicando le formule predittive riportate nel paragrafo 18.1. 1 e i dati di cui al paragrafo 18.3.4.1, si ottengono le resistenze teoriche riportate nei paragrafi seguenti.

18.3.4.2.1 Resistenze teoriche delle pareti ortogonali

La resistenza a compressione delle pareti ortogonali risulta:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$N_{R_d, \text{compressione}, \perp} = b \cdot h_{\perp} \cdot f_{cd} = 8 \cdot 275 \cdot 141 = 310200 \text{ daN} = 310 \text{ kN}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$N_{R_{act}, \text{compressione}, \perp} = b \cdot h_{\perp} \cdot f_{c,act} = 8 \cdot 275 \cdot 198 = 435600 \text{ daN} = 436 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione delle pareti ortogonali, valutata considerando le riprese e le armature diffuse, risulta:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$N_{R_d, \text{trazione}, \perp}^{\text{riprese}} = A_{s, \perp} \cdot f_{yd} = 2 \cdot \frac{275}{30} \cdot \pi \cdot \frac{0.8^2}{4} \cdot 3913 = 36060 \text{ kg} = 361 \text{ kN}$$

$$N_{R_d, \text{trazione}, \perp}^{\text{arm. diffusa}} = A_{s, \perp} \cdot f_{yd} = 2 \cdot \frac{275}{5} \cdot \pi \cdot \frac{0.25^2}{4} \cdot 3913 = 21129 \text{ kg} = 211 \text{ kN}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$N_{R_{act}, \text{trazione}, \perp}^{\text{riprese}} = A_{s, \perp} \cdot f_{y,act} = 2 \cdot \frac{275}{30} \cdot \pi \cdot \frac{0.8^2}{4} \cdot 5300 = 48841 \text{ kg} = 488 \text{ kN}$$

$$N_{R_{act}, \text{trazione}, \perp}^{\text{arm. diffusa}} = A_{s, \perp} \cdot f_{y,act} = 2 \cdot \frac{275}{5} \cdot \pi \cdot \frac{0.25^2}{4} \cdot 5300 = 28618 \text{ kg} = 286 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione valutata considerando le armature diffuse risulta molto inferiore di quella a compressione, a dimostrazione del comportamento duttile osservato, con rottura sbilanciata lato acciaio. A tale valore corrisponde un momento resistente ultimo valutato considerando le armature diffuse pari a:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$M_{R_d, \text{trazione}, \perp}^{\text{arm. diffusa}} = N_{R_d, \text{trazione}, \perp}^{\text{arm. diffusa}} \cdot h_{//} = 211 \cdot 3.18 = 671 \text{ kN m}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$M_{R_{act}, \text{trazione}, \perp}^{\text{arm. diffusa}} = N_{R_{act}, \text{trazione}, \perp}^{\text{arm. diffusa}} \cdot h_{//} = 286 \cdot 3.18 = 910 \text{ kN m}$$

Il momento resistente ultimo valutato considerando le riprese risulta invece pari a:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$M_{R_d, \text{trazione}, \perp}^{\text{riprese}} = \min \left\{ N_{R_d, \text{trazione}, \perp}^{\text{riprese}} ; N_{R_d, \text{compressione}, \perp} \right\} \cdot h_{//} = 310 \cdot 3.18 = 986 \text{ kN m}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$M_{R,act, trazione, \perp}^{riprese} = \min \left\{ N_{R,act, trazione, \perp}^{riprese}; N_{R,act, compressione, \perp} \right\} \cdot h_{//} = 436 \cdot 3.18 = 1386 \text{ kN m}$$

Il momento così ottenuto può essere considerato sostanzialmente coincidente con il momento di primo snervamento sopportato dalle pareti ortogonali:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$M_{R_d, trazione, \perp}^{arm. diffusa} \cong M_{1y_d, \perp}^{arm. diffusa}$$

$$M_{R_d, trazione, \perp}^{riprese} \cong M_{1y_d, \perp}^{riprese}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$M_{R_{act}, trazione, \perp}^{arm. diffusa} \cong M_{1y_{act}, \perp}^{arm. diffusa}$$

$$M_{R_d, trazione, \perp}^{riprese} \cong M_{1y_{act}, \perp}^{riprese}$$

18.3.4.2.2 Resistenze teoriche della parete parallela

La resistenza di primo snervamento della parete parallela, valutata considerando le riprese + le catene e le armature diffuse + le catene, risulta:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$M_{1y_d, //}^{arm. diffuse} = 880 \text{ kN m}$$

$$M_{1y_d, //}^{riprese} = 1014 \text{ kN m}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$M_{1y_{act}, //}^{arm. diffuse} = 1064 \text{ kN m}$$

$$M_{1y_{act}, //}^{riprese} = 1249 \text{ kN m}$$

La resistenza a flessione nel piano della parete parallela, valutata considerando le riprese + le catene e le armature diffuse + le catene, risulta:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$M_{R_d, //}^{arm. diffuse} = 1008 \text{ kN m}$$

$$M_{R_d, //}^{riprese} = 1202 \text{ kN m}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$M_{R_{act}, //}^{arm. diffuse} = 1249 \text{ kN m}$$

$$M_{R_{act}, //}^{riprese} = 1527 \text{ kN m}$$

La resistenza a taglio nel piano della parete parallela (valutata considerando l'armatura diffusa orizzontale) risulta:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$V_{Rd} = 448.1 \text{ kN}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$V_{R,act} = 607.0 \text{ kN}$$

Le resistenze a scorrimento della parete parallela (valutate considerando le riprese) risultano:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$S_{Rd} = 621.9 \text{ kN}$$

$$S_{Rd}^* = 442.6 \text{ kN}$$

$$S_{Rd}^{**} = 240.7 \text{ kN}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$S_{R,act} = 760.0 \text{ kN}$$

$$S_{R,act}^* = 535.1 \text{ kN}$$

$$S_{R,act}^{**} = 326.1 \text{ kN}$$

18.3.4.2.3 Resistenze teoriche della struttura

18.3.4.2.3.1 Ripartizione delle azioni flessionali

Il momento di inerzia della sezione considerata interamente reagente della parete parallela risulta:

$$J_{//} = \frac{b \cdot h_{//}^3}{12} = \frac{0.08 \cdot 3.18^3}{12} = 0.214 \text{ m}^4$$

Il momento di inerzia delle pareti ortogonali (considerando solo il momento di trasporto) risulta:

$$J_{\perp} = 2 \cdot (b \cdot h_{\perp}) \cdot \left(\frac{h_{//}}{2}\right)^2 = 2 \cdot (8 \cdot 2.75) \cdot \left(\frac{3.18}{2}\right)^2 = 1.112 \text{ m}^4$$

Il momento di inerzia complessivo della sezione ad H risulta:

$$J_{Tot} = J_{//} + J_{\perp} = 0.214 + 1.112 = 1.326 \text{ m}^4$$

Il coefficiente di ripartizione di competenza della parete parallela risulta pari a:

$$\rho_{//} = \frac{J_{//}}{J_{Tot}} = \frac{0.214}{1.326} = 0.16 \rightarrow 16\%$$

Il coefficiente di ripartizione di competenza delle pareti ortogonali risulta pari a:

$$\rho_{\perp} = \frac{J_{\perp}}{J_{Tot}} = \frac{1.112}{1.326} = 0.84 \rightarrow 84\%$$

Ciò significa che il 16% del momento imposto alla struttura è sopportato dalla parete parallela, mentre l'84% è sopportato dalle pareti ortogonali traducendosi nel fenomeno "tira e spingi" prospettato.

18.3.4.2.3.2 Ripartizione delle azioni taglianti

Le azioni taglianti sono sopportate prevalentemente dalla sola parete parallela.

18.3.4.2.3.3 Resistenze di primo snervamento della struttura

Il momento di primo snervamento della struttura, $M_{1y}^{struttura}$, coincide con il momento di primo snervamento delle pareti ortogonali valutato considerando l'armatura diffusa, $M_{1y}^{arm. diffusa}$, ed è dato dalla seguente relazione:

$$M_{1y}^{struttura} = M_{1y}^{arm. diffusa} = \frac{1}{3} F_{1y} \cdot l_1^{arm. diffusa} + \frac{2}{3} F_{1y} \cdot l_2^{arm. diffusa} = F_{1y} \cdot \left(\frac{1}{3} l_1^{arm. diffusa} + \frac{2}{3} l_2^{arm. diffusa} \right)$$

in cui F_{1y} è la forza teorica di primo snervamento della struttura (ed è quel valore di forza che porta a snervamento le armature diffuse delle pareti ortogonali).

Al limite del comportamento elastico della struttura, il momento flettente resistente sopportato dalle pareti ortogonali può essere valutato attraverso le seguenti due relazioni:

$$M_{1y, \perp}^{arm. diffusa} = 0.84 \cdot M_{1y} = 0.84 \cdot F_{1y} \cdot \left(\frac{1}{3} l_1^{arm. diffusa} + \frac{2}{3} l_2^{arm. diffusa} \right)$$

$$M_{1y, \perp}^{arm. diffusa} = N_{Rd, trazione, \perp}^{arm. diffusa} \cdot h_{//}$$

Uguagliando le due relazioni precedenti è possibile valutare la forza teorica di primo snervamento della struttura come segue:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$F_{1y,d} = \frac{N_{Rd, trazione, \perp}^{arm. diffusa} \cdot h_{//}}{0.84 \cdot \left(\frac{1}{3} l_1^{arm. diffusa} + \frac{2}{3} l_2^{arm. diffusa} \right)} = \frac{211 \cdot 3.18}{0.84 \cdot \left(\frac{1}{3} 2.58 + \frac{2}{3} 5.58 \right)} = 174 \text{ kN}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$F_{1y,act} = \frac{N_{R,act, trazione, \perp}^{arm. diffusa} \cdot h_{//}}{0.84 \cdot \left(\frac{1}{3} l_1^{arm. diffusa} + \frac{2}{3} l_2^{arm. diffusa} \right)} = \frac{286 \cdot 3.18}{0.84 \cdot \left(\frac{1}{3} 2.58 + \frac{2}{3} 5.58 \right)} = 236 \text{ kN}$$

Confrontando il momento resistente teorico di primo snervamento delle pareti ortogonali, valutato considerando le armature diffuse, con quello della parete parallela, è possibile notare (così come è stato osservato anche sperimentalmente) che il primo snervamento delle pareti ortogonali è sostanzialmente coincidente con il primo snervamento della parete parallela:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$M_{1yd, \perp} = N_{Rd, \text{trazione}, \perp} \cdot h_{//} = 211 \cdot 3.18 = 671 \text{ kN m}$$

$$M_{1yd, //} = 880 \text{ kN m}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$M_{1y,act, \perp} = N_{R,act, \text{trazione}, \perp} \cdot h_{//} = 286 \cdot 3.18 = 910 \text{ kN m}$$

$$M_{1y,act, //} = 1064 \text{ kN m}$$

La differenza percentuale tra il momento di primo snervamento effettivo della parete parallela e quello delle pareti ortogonali è solo del 17%.

18.3.4.2.3.4 Resistenze ultime della struttura

Resistenza a flessione:

La resistenza a flessione complessiva della struttura valutata considerando le riprese + le catene e le armature diffuse + le catene, risulta:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$M_{Rd}^{\text{arm. diffuse}} = M_{Rd, \perp}^{\text{arm. diffuse}} + M_{Rd, //}^{\text{arm. diffuse}} = 671 + 1008 = 1679 \text{ kN m}$$

$$M_{Rd}^{\text{riprese}} = M_{Rd, \perp}^{\text{riprese}} + M_{Rd, //}^{\text{riprese}} = 986 + 1202 = 2188 \text{ kN m}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$M_{R,act}^{\text{arm. diffuse}} = M_{R,act, \perp}^{\text{arm. diffuse}} + M_{R,act, //}^{\text{arm. diffuse}} = 910 + 1249 = 2159 \text{ kN m}$$

$$M_{R,act}^{\text{riprese}} = M_{R,act, \perp}^{\text{riprese}} + M_{R,act, //}^{\text{riprese}} = 1386 + 1527 = 2913 \text{ kN m}$$

La resistenza a flessione complessiva della struttura risulterà pari alla resistenza a flessione fornita complessivamente dalle armature diffuse:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$M_{Rd}^{\text{struttura}} = M_{Rd}^{\text{arm. diffuse}} = 1679 \text{ kN m}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$M_{R,act}^{\text{struttura}} = M_{R,act}^{\text{arm. diffuse}} = 2159 \text{ kN m}$$

La forza teorica ultima della struttura può essere valutata come segue:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$F_{Rd} = \frac{M_{Rd}^{\text{arm. diffuse}}}{\left(\frac{1}{3} \cdot l_1 + \frac{2}{3} \cdot l_2\right)} = \frac{1679}{\left(\frac{1}{3} \cdot 2.58 + \frac{2}{3} \cdot 5.58\right)} = 367 \text{ kN}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$F_{R,act} = \frac{M_{R,act}^{\text{arm. diffuse}}}{\left(\frac{1}{3} \cdot l_1 + \frac{2}{3} \cdot l_2\right)} = \frac{2159}{\left(\frac{1}{3} \cdot 2.58 + \frac{2}{3} \cdot 5.58\right)} = 471 \text{ kN}$$

Resistenza a taglio:

La resistenza a taglio della struttura coincide con la resistenza a taglio nel piano della parete parallela, e risulta:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$V_{Rd} = 448.1 \text{ kN}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$V_{R,act} = 607.0 \text{ kN}$$

Resistenza a scorrimento:

La resistenza a scorrimento della struttura coincide con la resistenza a scorrimento della parete parallela:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$S_{Rd} = 621.9 \text{ kN}$$

$$S_{Rd}^* = 442.6 \text{ kN}$$

$$S_{Rd}^{**} = 240.7 \text{ kN}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$S_{R,act} = 760.0 \text{ kN}$$

$$S_{R,act}^* = 535.1 \text{ kN}$$

$$S_{R,act}^{**} = 326.1 \text{ kN}$$

18.3.4.2.3.5 Resistenza teorica a scorrimento delle connessioni tra pareti

Il contributo alla resistenza a scorrimento dato dalle barre ad U $\phi 6 / 30 \text{ cm}$, risulta:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$S_{R_d, \text{ferri a U}} = \left(0.45 \cdot 17.51 + 0.7 \cdot \frac{2 \cdot \frac{300}{30} \cdot \pi \cdot \frac{0.6^2}{4}}{8 \cdot 300} \cdot 3913 \right) \cdot 268 \cdot 8 = 30731 \text{ daN}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$S_{R_{act}, \text{ferri a U}} = \left(0.45 \cdot 21.96 + 0.7 \cdot \frac{2 \cdot \frac{300}{30} \cdot \pi \cdot \frac{0.6^2}{4}}{8 \cdot 300} \cdot 5300 \right) \cdot 268 \cdot 8 = 40643 \text{ daN}$$

Il contributo alla resistenza allo scorrimento dato dal cordolo di primo piano di sezione 18 cm x 20 cm armato con 4 ϕ 16 risulta:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$S_{R_d, \text{cordolo}} = 0.45 \cdot 17.51 \cdot 18 \cdot 20 + 0.7 \cdot 4 \cdot \pi \cdot \frac{1.6^2}{4} \cdot 3913 = 24866 \text{ daN}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$S_{R_{act}, \text{cordolo}} = 0.45 \cdot 21.96 \cdot 18 \cdot 20 + 0.7 \cdot 4 \cdot \pi \cdot \frac{1.6^2}{4} \cdot 5300 = 33395 \text{ daN}$$

La resistenza a scorrimento complessiva risulta pari a:

- resistenza teorica di progetto, R_d :

$$S_{R_d, \text{connessioni}} = 30731 + 24866 = 55597 \text{ daN} \cong 556 \text{ kN}$$

- resistenza teorica effettiva, R_{act} :

$$S_{R_{act}, \text{connessioni}} = 40643 + 33395 = 74038 \text{ daN} \cong 740 \text{ kN}$$

18.3.4.3 Proprietà comportamentali teoriche

Applicando le formule predittive riportate nel paragrafo 18.1, si ottengono le seguenti proprietà comportamentali teoriche:

Rapporto α_u/α_1 teorico:

- considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \right)_d = \frac{F_{Rd}}{F_{1yd}} = \frac{367}{174} = 2.11$$

- considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_1}\right)_{act} = \frac{F_{R,act}}{F_{1y,act}} = \frac{471}{236} = 1.99$$

Duttilità cinematica teorica:

- considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\mu_{Rd} = 1 + \frac{(1.25 \cdot 10^{-4} - 8.3 \cdot 10^{-6}) \cdot 60.1 \cdot \left(600 - \frac{60.1}{2} + 2.5\right)}{\frac{1.5 \cdot 3913}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 300} (600 + 2.5)^2} = 1 + \frac{4.02}{1.13} = 4.56$$

- considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\mu_{R,act} = 1 + \frac{(1.25 \cdot 10^{-4} - 1.127 \cdot 10^{-5}) \cdot 59.1 \cdot \left(600 - \frac{59.1}{2} + 2.9\right)}{\frac{1.5 \cdot 5300}{3 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 336} (600 + 2.9)^2} = 1 + \frac{3.85}{1.36} = 3.83$$

Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente teorico:

- considerando le resistenze teoriche di progetto, R_d :

$$\xi_{eq,d} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_{Rd} - 1}{\mu_{Rd} \pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{4.56 - 1}{4.56 \cdot \pi} \right) = 0.160 = 16\%$$

- considerando le resistenze teoriche effettive, R_{act} :

$$\xi_{eq,act} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu_{R,act} - 1}{\mu_{R,act} \pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{3.83 - 1}{3.83 \cdot \pi} \right) = 0.154 = 15.4\%$$

18.3.4.4 Rigidezza teorica

In Tabella 18-8 si riportano i valori delle rigidezze teoriche valutate nelle seguenti due condizioni (i) uncracked ($K_{theory, uncracked}$); e (ii) fully-cracked ($K_{theory, fully cracked}$). Inoltre, è stata valutata anche la rigidezza della gross section ($K_{theory, gross section}$) per ottenere delle indicazioni relative alla modellazione delle strutture in esame. Si precisa che, per la valutazione della rigidezza teorica delle pareti è stato considerato il modulo elastico effettivo del calcestruzzo, $E_{c,act}$, in quanto si voleva avere una valutazione della rigidezza teorica reale.

Tabella 18-8. Rigidezze teoriche.

$K_{theory, gross section}$ [kN/m]	$K_{theory, uncracked}$ [kN/m]	$K_{theory, fully cracked}$ [kN/m]
---------------------------------------	-----------------------------------	---------------------------------------

324820	342376	20338
--------	--------	-------

18.3.5 Confronto analitico-sperimentale

Nei paragrafi seguenti i risultati teorici in termini di resistenze e di proprietà comportamentali verranno confrontati con i corrispondenti risultati sperimentali.

18.3.5.1 Confronto analitico-sperimentale in termini di resistenze

In Tabella 18-9 si riportano (i) le resistenze teoriche, (ii) le resistenze sperimentali e (iii) le sovraresistenze valutate come rapporto tra le resistenze sperimentali e quelle teoriche.

Tabella 18-9. Confronto tra le resistenze teoriche e le resistenze sperimentali.

	R_d [kN]	R_{act} [kN]	D_{exp} [kN]
Forza di primo snervamento	$F_{1,yd} = 174$ kN	$F_{1,y,act} = 236$ kN	$F_{1,y,D,exp} = 217$ kN
Forza ultima	$F_{Rd} = 367$ kN	$F_{R,act} = 471$ kN	$F_{u,D,exp} = 465.8$ kN
Flessione	$M_{Rd} = 1679$ kN m	$M_{R,act} = 2159$ kN m	$M_{D,exp} = 2273$ kN m
Taglio	$V_{Rd} = 448.1$ kN	$V_{R,act} = 607.0$ kN	$V_{D,exp} = 465.8$ kN
Scorrimento alla base (§ 6.2.5 EC2)	$S_{Rd} = 621.9$ kN	$S_{R,act} = 760.0$ kN	$S_{D,exp} = 465.8$ kN
Scorrimento alla base (§ 6.2.5 EC2 trascurando il contributo del cls)	$S_{Rd}^* = 442.6$ kN	$S_{R,act}^* = 535.1$ kN	$S_{D,exp} = 465.8$ kN
Scorrimento alla base (solo contributo dell'acciaio)	$S_{Rd}^{**} = 240.7$ kN	$S_{R,act}^{**} = 326.1$ kN	$S_{D,exp} = 465.8$ kN
Scorrimento delle connessioni (solo contributo dell'acciaio)	$S_{Rd, connessioni} = 556$ kN	$S_{R,act, connessioni} = 740$ kN	$S_{D,exp} = 465.8$ kN

18.3.5.2 Confronto analitico-sperimentale in termini di proprietà comportamentali

In Tabella 18-10 sono riportati, (i) il rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{Rd}$ teorico di progetto; (ii) il rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{R,act}$ teorico effettivo e (iii) il rapporto $(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$ sperimentale.

Tabella 18-10. Confronto tra il rapporto α_u/α_1 teorico e il rapporto α_u/α_1 sperimentale.

$(\alpha_u/\alpha_1)_{Rd}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{R,act}$	$(\alpha_u/\alpha_1)_{D,exp}$
2.11	1.99	1.98

In Tabella 18-11 sono riportati i valori (i) teorici di progetto, (ii) i valori teorici effettivi e (iii) i valori sperimentali (valori medi sulle quattro prove) della duttilità cinematica e dello smorzamento viscoso equivalente.

Tabella 18-11. Valori teorici, sperimentali della duttilità e coefficiente di smorzamento viscoso equivalente.

	R_d	R_{act}	D_{exp}
Duttilità cinematica	4.56	3.83	4.79
Smorzamento viscoso equivalente	16%	15.4%	$\approx 18.0\%$

18.3.5.3 Confronto analitico-sperimentale in termini di rigidezza

In Tabella 18-12 si riportano i valori delle rigidzze teoriche e delle rigidzze sperimentali. In particolare, in Tabella 18-12 si riportano: nella prima colonna della i valori della rigidzza teorica della sezione interamente reagente valutata trascurando il contributo dell'acciaio ($K_{theory, gross\ section}$), nella seconda colonna i valori della rigidzza teorica della sezione interamente reagente valutata considerando il contributo dell'acciaio ($K_{theory, uncracked}$), nella terza colonna i valori della rigidzza teorica valutati nell'ipotesi di sezione completamente fessurata ($K_{theory, fully\ cracked}$), e nella quarta colonna si riportano i valori della rigidzza sperimentale ($K_0\ experimental, tangent$). Si precisa che la rigidzza della gross section è stata valutata per ottenere delle indicazioni relative alla modellazione delle strutture in esame.

Tabella 18-12. Rigidzze teoriche vs. rigidzze sperimentali.

$K_{theory, gross\ section}$	$K_{theory, uncracked}$	$K_{theory, fully\ cracked}$	$K_0\ experimental, tangent\ (initial)$
kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
324820	342376	20338	36242

Osservando i risultati riportati in Tabella 18-12, è possibile osservare che:

- K_0 è completamente diversa (molto inferiore) da $K_{theory, uncracked}$, pertanto la struttura ad H non si comporta come interamente reagente;
- K_0 è più simile a $K_{theory, fully\ cracked}$ piuttosto che a $K_{theory, uncracked}$
- K_0 leggermente più grande $K_{theory, fully\ cracked}$
- La differenza tra K_0 e $K_{theory, fully\ cracked}$ potrebbe essere colmata ipotizzando la presenza di un tension stiffening.

In Tabella 18-13 si riporta il valore di tension stiffening da considerare per uguagliare la rigidezza teorica in condizioni totalmente fessurate e la rigidezza sperimentale. Tale valore di tension stiffening è pari a 1.8 ed è superiore rispetto ai valori di tension stiffening riscontrati per le singole pareti senza apertura (in cui i valori di tension stiffening erano variabili tra 1.12 e 1.45) ma risulta in ogni caso congruente con i valori previsti nelle principali normative (i.e. D.M.14/01/2008 e Eurocodice 2).

Tabella 18-13. Tension stiffening necessario per uguagliare la rigidezza teorica in condizioni totalmente fessurate e la rigidezza sperimentale.

$K_{\text{theory, fully cracked}}$	Tension stiffening necessario per uguagliare K_0	$K_{\text{theory, fully cracked with tension stiffening}}$	K_0 experimental, tangent (initial)
kN/m	-	kN/m	kN/m
324820	20338	1.875	36204

In Tabella 18-14 viene riportato il confronto tra la rigidezza della gross section e la rigidezza sperimentale con l'obiettivo di ricavare delle indicazioni per la modellazione delle strutture oggetto di studio. Osservando i valori del rapporto $K_0/K_{\text{theory, gross section}}$ riportati nella terza colonna della Tabella 18-14 è possibile notare che dal punto di vista della modellazione, è possibile modellare le strutture in esame con la gross section e un modulo elastico pari a $0.11E_c$ (con E_c modulo elastico del calcestruzzo).

Tabella 18-14. Rigidezza della gross section vs. rigidezza sperimentale.

$K_{\text{theory, gross section}}/K_{\text{theory, gross section}}$	$K_0/K_{\text{theory, gross section}}$
-	-
1	0.11

18.3.6 Osservazioni

Dalle correlazioni analitico sperimentali di cui sopra, è possibile concludere quanto segue:

- le resistenze teoriche di progetto R_d forniscono valori sensibilmente inferiori rispetto alle corrispondenti resistenze sperimentali D_{exp} (fatta eccezione per quanto riguarda la resistenza a scorrimento valutata applicando la formula dell'Eurocodice 2). Ciò significa che il metodo generale di verifica proposto risulta essere ampiamente cautelativo;

- le resistenze teoriche effettive R_{act} risultano, in alcuni casi, leggermente superiori rispetto alle corrispondenti resistenze sperimentali D_{exp} . Ciò significa che le formule predittive sono sostanzialmente in grado di cogliere il comportamento delle pareti nei confronti di azioni cicliche nel piano e quindi le formule predittive proposte risultano essere affidabili per la valutazione di tale comportamento;
- ciò consente di dedurre la sostanziale applicabilità delle formule predittive di cui al capitolo 1;
- in particolare le correlazioni analitico sperimentali consentono di mettere in evidenza i seguenti aspetti:
 - le due pareti in c.a. connesse tra loro attraverso connettori di diametro 3 mm, saldati in stabilimento alle due reti esterne possono essere considerate collaboranti al punto da poter considerare il sandwich come un'unica parete monolitica di spessore complessivo pari alla somma degli spessori delle due lastre in c.a. (4+4 cm);
 - il meccanismo di rottura della porzione di struttura con pianta ad H è sostanzialmente di tipo flessionale con rottura duttile lato acciaio; per questo motivo, non risulta necessaria la realizzazione dei classici dettagli costruttivi normalmente previsti per i pilastri e per le pareti “snelle”, atti a garantire il confinamento del calcestruzzo e ad evitare l'instabilità delle barre longitudinali compresse;
 - non si verifica rottura a taglio (infatti le sovraresistenze relative alle resistenze a taglio effettive (*actual strengths*) sono negative e pari al 30%);
 - il fatto che le pareti sandwich siano caratterizzate dalla stessa quantità di armatura diffusa verticale e orizzontale consente, di fatto, di soddisfare il principio della gerarchie delle resistenze flessione/taglio: nonostante siano tozze, le pareti sandwich sono in grado di sviluppare un meccanismo di rottura flessionale e non tagliante;
 - in merito alla valutazione della resistenza allo scorrimento alla base:
 - il valore teorico S_{Rd} ottenuto applicando la formula dell'EC2, fornisce valori di resistenza a scorrimento alla base troppo elevati;
 - il valore teorico S_{Rd}^* ottenuto trascurando la resistenza del calcestruzzo, fornisce una stima sufficientemente cautelativa della resistenza a scorrimento alla base;

- il valore teorico S_{Rd}^{**} ottenuto considerando la sola resistenza a tranciamento dell'acciaio, fornisce una stima eccessivamente cautelativa della resistenza a scorrimento alla base;

il confronto con la resistenza sperimentale ha messo in evidenza come, dal punto di vista progettuale, sia più corretto adottare il valore S_{Rd}^* . Infatti, proprio le modalità di applicazione del calcestruzzo (mediante spritz beton) non garantiscono una perfetta adesione, in corrispondenza della base della parete sandwich, tra il calcestruzzo della fondazione e il calcestruzzo delle due lastre in c.a. da 4 cm;

- le connessioni sono in grado di trasferire gli sforzi taglianti tra le pareti ortogonali, e soddisfano il principio di gerarchia delle resistenze (infatti le sovraresistenze relative alla resistenza a scorrimento delle connessioni sono negative e pari al 30%, ciò significa che la crisi delle connessioni non è stata raggiunta);
- la struttura è caratterizzata da valori del rapporto α_u/α_1 , compresi tra 1.81 e 2.15. Tali valori sono superiori a quelli tipicamente prescritti dalle normative anche per le struttura a telaio (le *Norme tecniche delle costruzioni* prescrivono un valore del coefficiente α_u/α_1 compreso tra 1.1 e 1.3 per le “*strutture a telaio o miste equivalenti a telai*” e un valore del coefficiente α_u/α_1 compreso tra 1 e 1.2 per le “*strutture a pareti o miste equivalenti a pareti*”);
- la struttura è caratterizzata da un buon comportamento duttile (duttilità cinematica media valutata sperimentalmente pari a 4.79); in particolare il valore della duttilità cinematica media valutata sperimentalmente è superiore rispetto alla duttilità cinematica valutata analiticamente applicando la formula suggerita da Priestley *et al.* nel 2007 per le pareti di tipo tradizionale;
- la struttura è caratterizzata da valori del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente compresi tra 6% (per bassi valori di deformazione) e 18% (per alti valori di deformazione). Ciò consente di affermare che le strutture a pareti sandwich Nidyon NYSP possono essere progettate, come le strutture di tipo tradizionale, con un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 5 %.
- le formule teoriche proposte per la valutazione della rigidezza hanno messo in evidenza che la struttura ad H ha mostrato un comportamento completamente fessurato con tension stiffening;

- dal punto di vista della modellazione, si ottiene un'indicazione sul fatto che è possibile modellare le strutture in esame con la gross section e un modulo elastico pari a $0.11 E_c$ (con E_c modulo elastico del calcestruzzo).

19 Studio “S10” – Valutazione del comportamento sotto carichi ciclici agenti nel piano e fuori dal piano delle pareti sandwich senza aperture e in differenti condizioni di vincolo

Obiettivo del presente studio è quello di valutare il comportamento delle pareti sandwich Nidyon NYSP senza aperture nei confronti di azioni ciclico-dinamiche agenti nel piano e in condizioni di vincolo differenti rispetto alle situazioni ordinarie. In seguito al raggiungimento del “collasso virtuale” (con tale espressione si intende il manifestarsi di una evidente riduzione della resistenza laterale dell’elemento provato) verrà valutata la “robustezza” delle pareti attraverso l’applicazione di azioni applicate fuori dal piano. In tal modo si vogliono ottenere, da un lato, una conferma del comportamento già riscontrato nell’ambito dello studio S7 e, dall’altro, maggiori informazioni riguardanti la capacità delle pareti a mantenere una residua resistenza nei confronti di azioni orizzontali anche dopo aver subito importanti danneggiamenti.

Nei paragrafi seguenti verranno riportati:

1. una breve descrizione delle prove sperimentali effettuate;
2. una breve descrizione dei risultati ottenuti.

19.1 Le prove sperimentali

19.1.1 Generalità

La campagna di prove sperimentali in oggetto è stata condotta fra il marzo e l’aprile del 2010, presso il Laboratorio TREES Lab dell’Eucentre di Pavia.

Le prove sono state ideate, progettate ed eseguite sotto il coordinamento del Responsabile del Laboratorio, Prof. Ing. A. Pavese.

19.1.2 Caratteristiche degli elementi provati

Le quattro pareti in prova avevano dimensioni pari a 300×270 cm. Le prime due pareti (prove 1 e 2) erano caratterizzate da uno spessore complessivo di 18 cm (ossia 4+10+4cm) mentre le altre (prove 3 e 4) erano caratterizzate da uno spessore complessivo di 28 cm (ossia 4+20+4cm). La fondazione di ciascuna parete è stata dimensionata per rimanere in campo elastico lineare. Il collegamento tra le pareti e la fondazione è stato realizzato con barre a U $\varnothing 8/25$ cm. In

corrispondenza delle estremità laterali delle pareti sono stati disposti $2+2\phi 12$ (*incatenamenti d'estremità*) all'interno di barre a U $\phi 8/30$ cm. In corrispondenza della sommità di ciascuna parete è stato realizzato un cordolo di dimensioni pari a 45×25 cm armato con $3+3\phi 16$ e staffe $\phi 8/15$ cm. La connessione tra cordolo e parete è stata realizzata mediante barre ad U $\phi 8/25$ cm.

19.1.3 Modalità di prova

Lo schema statico di prova è risultato essere di incastro fisso alla base e di incastro scorrevole in sommità. Il carico ciclico orizzontale è stato applicato, con un martinetto idraulico, in corrispondenza del cordolo. Tutti i cicli di carico orizzontale sono stati sviluppati in controllo di spostamento imponendo alle pareti spostamenti massimi (*interstorey drifts*) positivi e negativi crescenti a passo non costante per 3 cicli completi di carico.

I carichi verticali sono stati applicati mediante due martinetti idraulici agenti su una trave a doppio T munita di irrigidimenti verticali appoggiata sulla sommità del cordolo. Durante lo svolgimento delle prove il carico verticale è stato mantenuto costante. In tabella 1 sono riportati i valori dei carichi verticali applicati durante ciascun test.

Durante le prove ciascuna parete è stata opportunamente controventata attraverso l'utilizzo di ritegni posti in corrispondenza del cordolo di sommità, al fine di impedire fenomeni indesiderati di instabilità laterale.

I carichi orizzontali sono stati incrementati fino al raggiungimento della condizione di "collasso virtuale". In corrispondenza di tale condizione è stato misurato lo spostamento ultimo sviluppato dalla parete e la prova è stata interrotta.

Al termine della prova di carico ciclico, ciascuna parete (oramai danneggiata) è stata sottoposta ad un carico crescente agente fuori dal piano applicato nella mezzeria della parete.

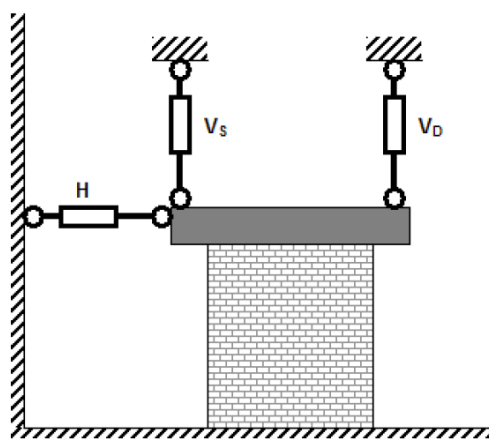


Figura 19.1. Schema di prova.

Tabella 19-1. Carichi verticali applicati.

N. prova	Dimensioni [m]	Spessore [mm]	Carico assiale [kN]
1	2.70 x 3.00	10+4+4	150
2	2.70 x 3.00	10+4+4	300
3	2.70 x 3.00	20+4+4	300
4	2.70 x 3.00	20+4+4	150

19.1.4 Risultati ottenuti

Il rapporto di prova fornisce i dettagli relativi ai risultati ottenuti, che sono di seguito riassunti.

In Figura 19.2 sono riportati i diagrammi forza-spostamento in sommità per ciascuna delle quattro pareti provate.

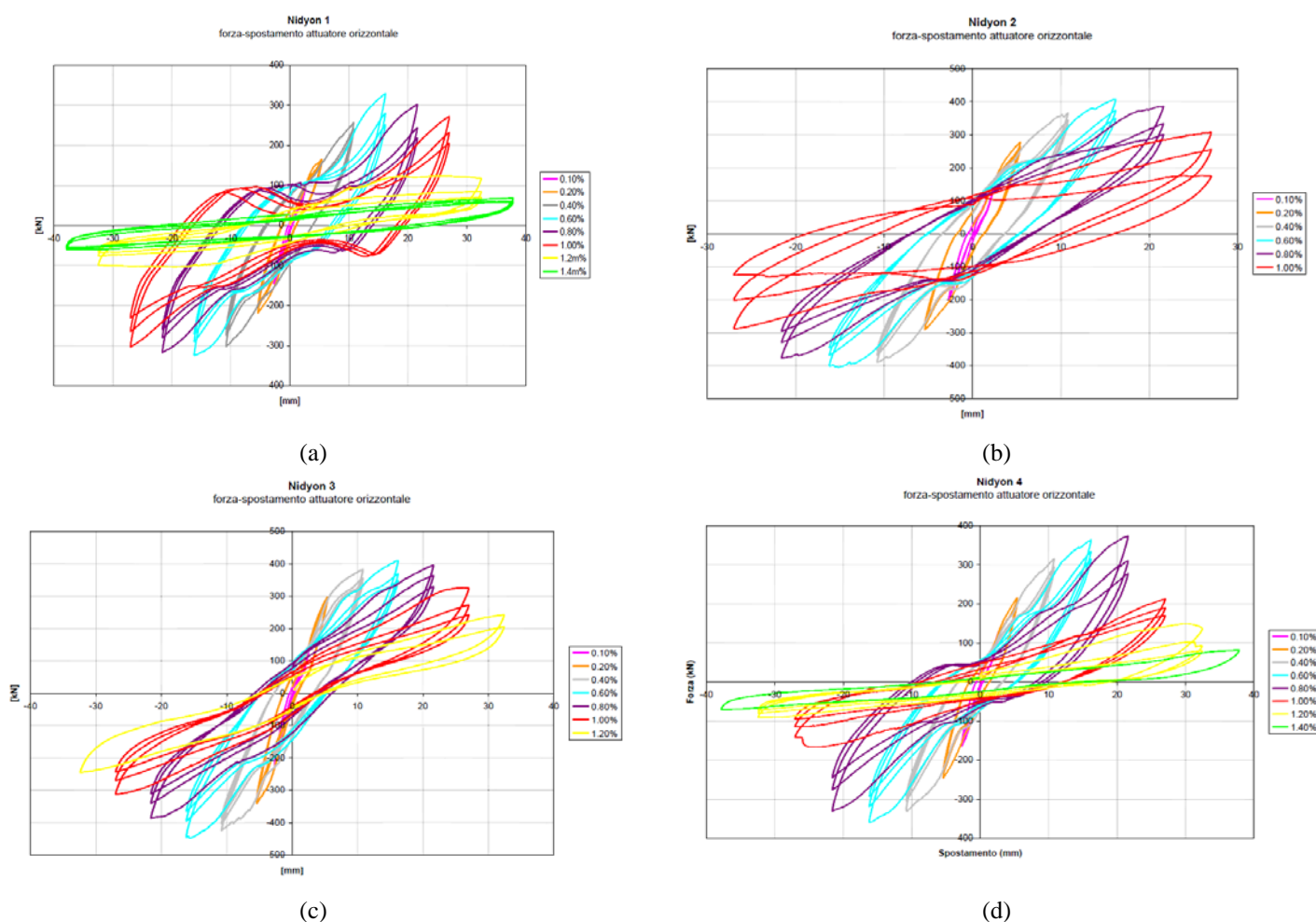


Figura 19.2. Diagramma forza-spostamento in sommità: (a) Prova 1 (N = 150 kN); (b) Prova 2 (N = 300 kN); (c) Prova 3 (N = 300 kN); (d) Prova 4 (N = 150 kN).

In Figura 19.3 sono riportati i diagrammi forza-spostamento fuori dal piano per ciascuna delle quattro pareti provate.

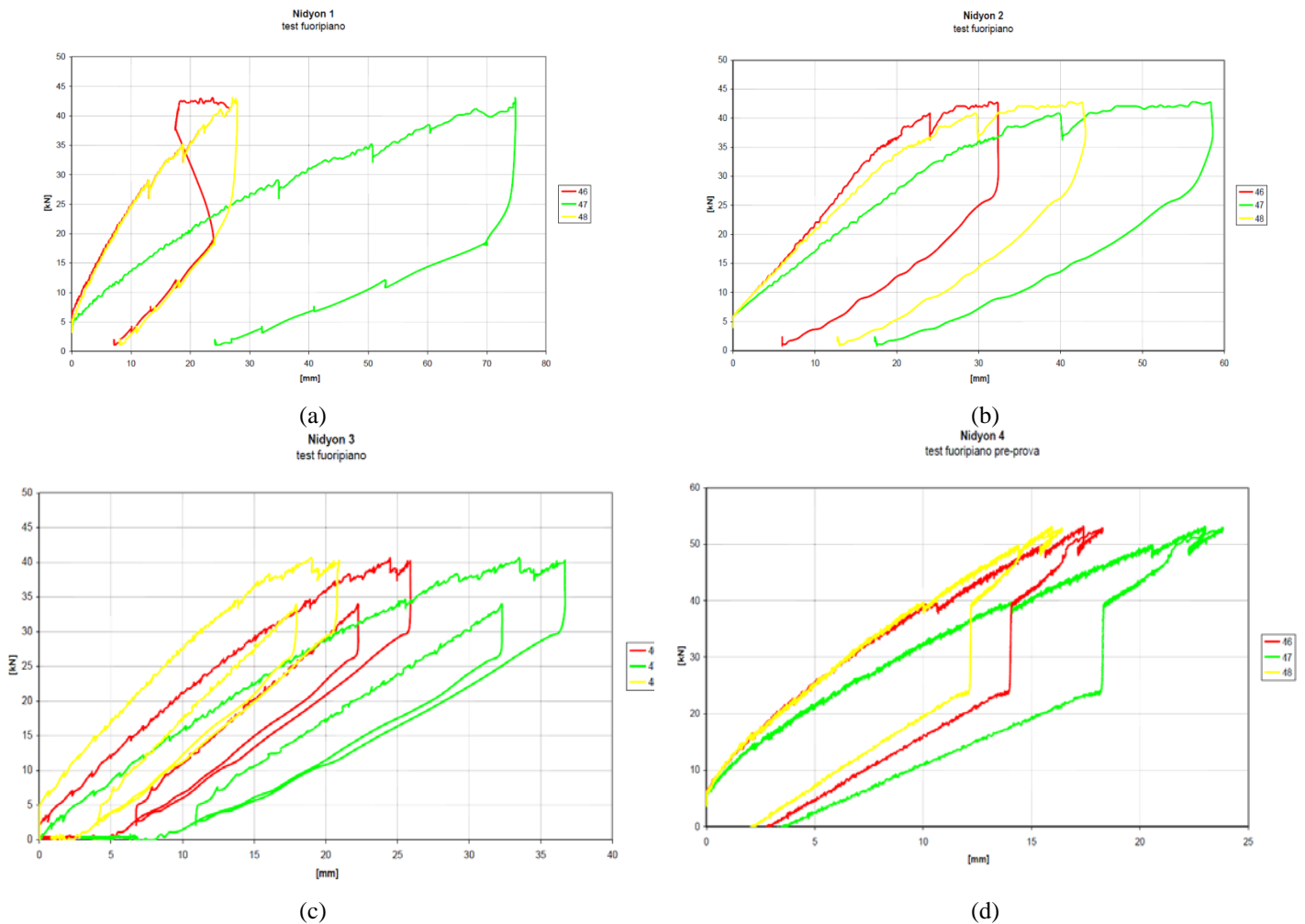


Figura 19.3. Diagramma forza-spostamento fuori dal piano: (a) Prova 1 ($N = 150$ kN); (b) Prova 2 ($N = 300$ kN); (c) Prova 3 ($N = 300$ kN); (d) Prova 4 ($N = 150$ kN).

Da quanto emerso durante l'esecuzione delle prove è possibile notare come:

1. il comportamento osservato siano analoghi a quanto già riscontrato nell'ambito dello studio S7; infatti, tutti gli elementi provati
 - non hanno mai raggiunto un vero e proprio collasso; il carico orizzontale è stato incrementato fino alla condizione di “collasso virtuale”, così come sopra definita;
 - hanno sempre mostrato di mantenere la piena capacità portante nei confronti dei carichi verticali;
 - hanno raggiunto elevati valori della massima forza orizzontale applicata; infatti, i valori di carico orizzontale a snervamento ottenuti (circa 350÷400 kN) sono stati sempre superiori ai carichi verticali di prova (compresi fra i 150 kN e i 300 kN); la massima forza orizzontale applicata mostra di non essere significativamente influenzata dal valore del carico verticale applicato;
 - hanno manifestato un buon comportamento duttile;

2. le pareti abbiano mostrato una buona capacità a mantenere una residua resistenza nei confronti di azioni orizzontali agenti fuori dal piano anche dopo aver subito importanti danneggiamenti. Infatti, tutti gli elementi provati,
- hanno raggiunto elevati valori (circa 45÷55 kN) della massima forza orizzontale applicata fuori dal piano,
 - mostrando un ritorno elastico della deformata e
 - mantenendo la piena capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

PARTE IV

**Analisi parametriche volte alla
identificazione delle capacità
sismiche del sistema
costruttivo**

Abstract

The objective of this part is to evaluate (i) the values of the spectral accelerations which cause the possible failure mechanism in structures composed of cast in situ sandwich squat concrete walls and (ii) the actual axial working ratio of the walls. For this reason, eight architectural and structural solutions compatible with the structural system at hand has been designed. For each structural solution a linear elastic model, characterized by one, two, three and four floors, has been developed. Linear elastic analyses have been performed for each model in order to evaluate the stresses (i.e. demand) in the walls caused by (i) the vertical static loads applied in the Ultimate Limit State (ULS) combination and by (ii) a spectral acceleration of 0.1g. The stresses so obtained have been compared with the corresponding strength (i.e. capacity) of the walls (evaluated applying the analytical formulas verified in the previous volume 3). The comparison between the stresses and the corresponding strength has allowed to obtain, for each structure considered: (i) the average values of the actual axial working ratio of the walls both in static ULS condition and in seismic ones; (ii) the average values of the spectral accelerations which represents the limit of the linear elastic behavior for these structures and (iii) the sequence in which the different failure mechanism (such as yielding of the walls perpendicular to the seismic action, yielding and/or shear failure of the walls parallel to the seismic action) appear in function of the number of floors considered. The results of the analyses developed have shown that these structural systems composed of cast in situ sandwich squat concrete walls are characterized by low values of the axial working ratio and by high values of the failure spectral acceleration. For this reason it is worth to note that these structures are able to sustain rare earthquakes remaining in linear elastic field.

20 Introduzione alla Parte IV

Questa Parte si pone come obiettivo quello di valutare (i) i valori di accelerazione spettrale che determinano il manifestarsi dei possibili meccanismi di crisi delle strutture a pareti tozze di tipo sandwich in c.a. gettato in opera e (ii) i tassi di lavoro a sforzo assiale effettivi delle pareti che costituiscono il sistema portante di queste strutture. Per fare ciò sono state progettate otto soluzioni architettoniche e strutturali compatibili con il sistema costruttivo oggetto di questo studio. Per ogni soluzione architettonica e strutturale è stato realizzato un modello elastico lineare ad uno, due, tre e quattro piani. Su ogni modello sono state realizzate delle analisi elastiche lineari che hanno consentito di valutare le sollecitazioni (i.e. domanda) che si generano nelle pareti a causa (i) dei carichi gravitazionali statici applicati nella combinazione allo Stato Limite Ultimo e (ii) di un'accelerazione spettrale pari ad $0.1g$. Le sollecitazioni così ottenute sono state confrontate con le corrispondenti resistenze delle pareti valutate applicando le formule di previsione teorica, per la valutazione del comportamento sotto carichi verticali e sotto carichi orizzontali (Parte III). Il confronto tra le sollecitazioni e le resistenze ha permesso di valutare, per le diverse strutture studiate e in funzione del numero di piani delle stesse:

- i tassi di lavoro a sforzo assiale delle pareti in condizioni statiche di stato limite ultimo e in condizioni sismiche,
- i valori di accelerazione al di sotto dei quali la struttura si mantiene in campo elastico lineare;
- la sequenza con cui si verificano i possibili meccanismi di crisi (i.e. crisi per snervamento delle pareti parallele, crisi per snervamento delle pareti perpendicolari e crisi a taglio delle pareti parallele).

21 Casi di studi: soluzioni architettoniche e strutturali compatibili con il sistema strutturale a pareti tozze di tipo sandwich in c.a. gettato in opera

Per la valutazione dei valori di accelerazione spettrale che determinano il manifestarsi dei possibili meccanismi di crisi delle strutture in esame e per la valutazione degli effettivi tassi di lavoro a sforzo assiale delle pareti, sono state progettate otto soluzioni architettoniche e strutturali compatibili con il sistema costruttivo a pareti tozze di tipo sandwich in c.a. gettato in opera.

Dal punto di vista architettonico, gli edifici sono stati progettati combinando una, due o più unità abitative di diversa metratura con l'obiettivo di raggiungere specifici standard abitativi nel rispetto delle norme igienico sanitarie (Regolamento urbanistico edilizio, Comune di Bologna) e antincendio (DPR 12/01/1998 n.37).

Dal punto di vista strutturale, gli edifici sono caratterizzati da un sistema portante costituito da pareti di tipo sandwich in cemento armato gettato in opera ("*cast in situ sandwich reinforced concrete walls*"), disposte sia in direzione trasversale che longitudinale in modo da realizzare una struttura composta da molteplici celle chiuse (unità cellulari) adiacenti.

Le pareti sandwich che costituiscono il sistema portante dei casi di studio sviluppati sono pareti realizzate secondo il metodo costruttivo Nidyon "NYSP" e sono caratterizzate da uno spessore complessivo pari a 18 cm (strato interno in polistirene espanso avente spessore pari a 10 cm accoppiato a due strati in c.a. ciascuno dello spessore di 4 cm).

I solai sono realizzati con travetti bidirezionali in c.a. gettati in opera, alleggeriti mediante blocchi in polistirene, di spessore pari a 20 cm + 5 cm. I balconi e alcune porzioni di solaio, caratterizzate da luci contenute (nelle zone dei vani scala), sono realizzati utilizzando la medesima tipologia di solaio, con travetti monodirezionali di uguale spessore.

Vale la pena notare che i progetti architettonici e strutturali degli edifici, le analisi e i risultati corrispondenti fanno specifico riferimento al prodotto sviluppato dall'azienda Nidyon Costruzioni, ciononostante, le osservazioni e le conclusioni possono essere estese anche a sistemi strutturali aventi caratteristiche simili.

Nei paragrafi seguenti (da 21.1 a 21.8) verranno descritte le tipologie abitative progettate e verranno presentate le piante architettoniche e strutturali del generico piano tipo. Nelle analisi condotte, per ciascuna tipologia abitativa sono state considerate soluzioni ad uno, due, tre e quattro piani.

21.1 Tipologia A (casa a ballatoio)

L'edificio di tipologia A è una casa a ballatoio ottenuta dalla combinazione di tre unità abitative: una di 75 mq (indicata, in seguito, come “unità abitativa f”), una di 55 mq (indicata, in seguito, come “unità abitativa g”) e una di 38 mq (indicata, in seguito, come “unità abitativa h”) servite da un ballatoio cui si accede mediante due vani scala più ascensore (Figura 21.1). La scelta di combinare tre unità abitative di diversa metratura tende a realizzare complessi residenziali ricchi di varietà di fruitori e tende quindi, in un certo qual modo, ad evitare la omologazione dei residenti negli stessi.

Dal punto di vista architettonico, gli edifici sono stati progettati combinando una, due o più unità abitative di diversa metratura con l'obiettivo di raggiungere specifici standard abitativi (soggiorno con angolo cottura dimensione minima mq. 15.5; cucina- pranzo dimensione minima mq. 9; camera a due letti dim. minima mq. 14; camera ad un letto dim. minima mq. 9; primo servizio igienico dim. minima mq. 4; dotazione per ogni vano di finestra apribile con rapporto aerante - illuminante pari ad 1/8; altezza minima dei vani m 2.70; superficie abitabile minima per persona mq.14 più servizi igienici.) nel rispetto delle norme igienico sanitarie (Regolamento urbanistico edilizio, Comune di Bologna) e antincendio (DPR 12/01/1998 n.37). In particolare:

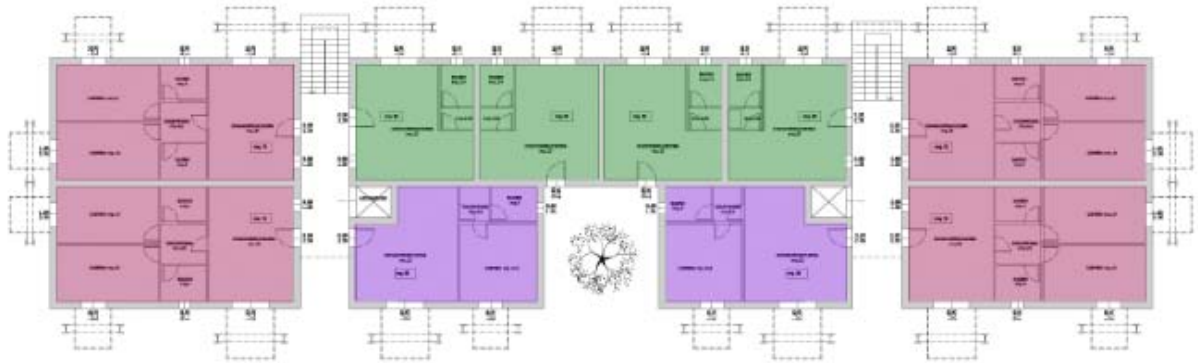
- l'unità abitativa “f” è un appartamento a doppio affaccio composto da soggiorno con angolo cottura (24 mq), due bagni (4 mq), due camere da letto matrimoniali (14 mq.) e sei terrazzini, per un totale di 75 mq;
- l'unità abitativa “g” è un appartamento a doppio affaccio composto da soggiorno con angolo cottura (25 mq), bagno (4mq), camera da letto matrimoniale (14 mq.) e due terrazzini, per un totale di 55 mq;
- l'unità abitativa “h” è un appartamento a doppio affaccio composto da soggiorno con angolo cottura e zona letto (27 mq), bagno (4mq), e un terrazzino, per un totale di 38 mq.

Dal punto di vista strutturale, l'edificio è composto da pareti di tipo sandwich in cemento armato gettato in opera (“*cast in situ sandwich reinforced concrete walls*”), disposte sia in direzione trasversale che longitudinale in modo da realizzare una struttura composta da molteplici celle chiuse (unità cellulari) adiacenti, tutte di forma sostanzialmente rettangolare e dimensioni pari a 12 m x 6 m.

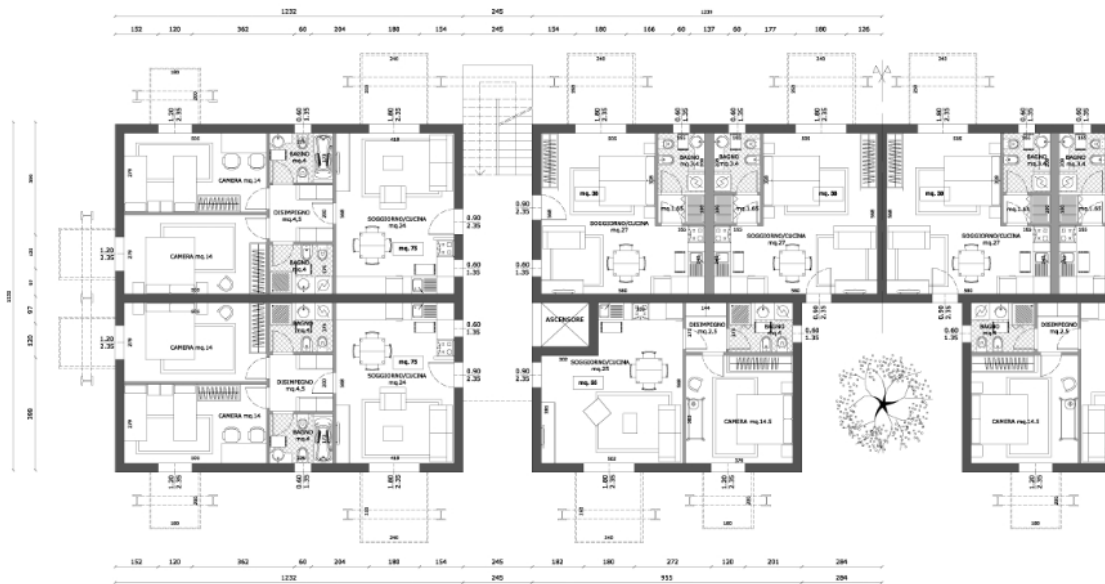
Le pareti sandwich che costituiscono il sistema portante dell'edificio sono pareti realizzate secondo il metodo costruttivo Nidyon “NYSP” e sono caratterizzate da uno spessore complessivo pari a 18 cm (strato interno in polistirene espanso avente spessore pari a 10 cm accoppiato a due strati in c.a. ciascuno dello spessore di 4 cm).

I solai sono realizzati con travetti bidirezionali in c.a. gettato in opera, alleggeriti mediante blocchi in polistirene, di spessore pari a 20 cm + 5 cm.

In Figura 21.1 si riporta la pianta dell'edificio di tipologia A; in particolare in Figura 21.1a è rappresentata la pianta architettonica con indicazione delle tre unità abitative (unità abitativa "f" in rosa; unità abitativa "g" in verde e unità abitativa "h" in viola), mentre in Figura 21.1b è rappresentata la pianta strutturale.



(a)



(b)

Figura 21.1. Pianta della tipologia A: (a) architettonico con indicazione delle tre unità abitative (unità abitativa F in rosa; unità abitativa G in verde e unità abitativa H in viola); (b) strutturale.

21.2 Tipologia A – PEDA

L'edificio di tipologia A – PEDA è una variante dell'edificio di tipologia A. Nell'edificio di tipologia A – PEDA la soluzione architettonica proposta per la tipologia A è stata modificata (studiando un'opportuna disposizione delle aperture per porte e finestre) in modo tale che la struttura potesse essere considerata come una “*struttura a pareti estese debolmente armate*” così come previsto nel paragrafo 7.4.3 (“*Tipologie strutturali e fattori di struttura*”) delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008) e di seguito riportato:

“Una struttura a pareti è da considerarsi come struttura a pareti estese debolmente armate se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a T_C , e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0 m ed i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale.”

In Figura 21.2 si riporta la pianta dell'edificio di tipologia A - PEDA; in particolare in Figura 21.1a è rappresentata la pianta architettonica con indicazione delle tre unità abitative (unità abitativa “*f*” in rosa; unità abitativa “*g*” in verde e unità abitativa “*h*” in viola), mentre in Figura 21.2b è rappresentata la pianta strutturale.



Figura 21.2. Pianta della tipologia A - PEDA: (a) architettonico con indicazione delle tre unità abitative (unità abitativa “*f*” in rosa; unità abitativa “*g*” in verde e unità abitativa “*h*” in viola); (b) strutturale.

21.3 Tipologia B (casa a ballatoio)

L'edificio di tipologia B è una casa a ballatoio ottenuta dalla combinazione di due unità abitative: una di 50 mq (indicata, in seguito, come "unità abitativa d") e una di 60 mq (indicata, in seguito, come "unità abitativa e") servite da un ballatoio lungo 25 m a cui si accede mediante due vani scala più ascensore (Figura 21.3).

Dal punto di vista architettonico, gli edifici sono stati progettati combinando una, due o più unità abitative di diversa metratura con l'obiettivo di raggiungere specifici standard abitativi (soggiorno con angolo cottura dimensione minima mq. 15.5; cucina- pranzo dimensione minima mq. 9; camera a due letti dim. minima mq. 14; camera ad un letto dim. minima mq. 9; primo servizio igienico dim. minima mq. 4; dotazione per ogni vano di finestra apribile con rapporto aerante - illuminante pari ad 1/8; altezza minima dei vani m 2.70; superficie abitabile minima per persona mq.14 più servizi igienici.) nel rispetto delle norme igienico sanitarie (Regolamento urbanistico edilizio, Comune di Bologna) e antincendio (DPR 12/01/1998 n.37). In particolare:

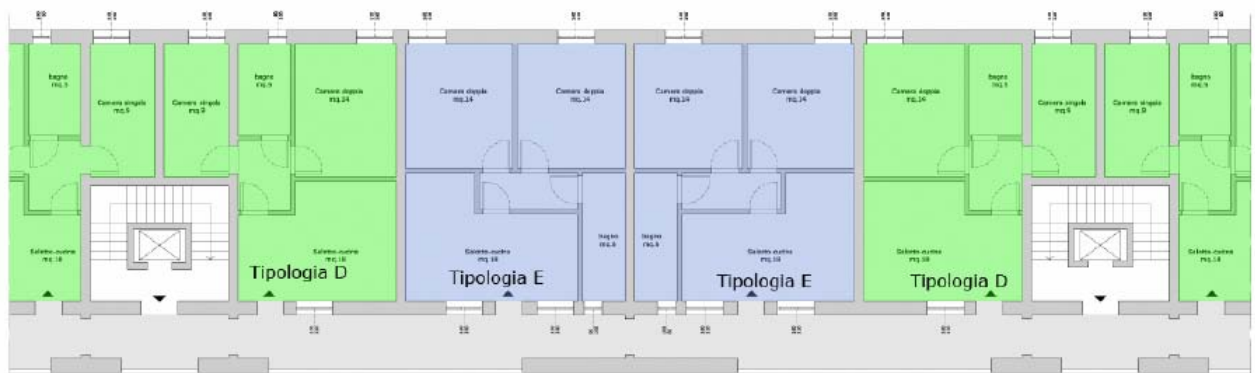
- l'unità abitativa "d" è un appartamento a doppio affaccio composto da soggiorno con angolo cottura (18 mq), bagno (5mq), una camera da letto matrimoniale (14 mq.) e una camera da letto singola(9 mq), per un totale di 50 mq;
- l'unità abitativa "e" è un appartamento a doppio affaccio composto da soggiorno con angolo cottura (18 mq), bagno (6mq), due camera da letto matrimoniali (14 mq.) per un totale di 60 mq.

Dal punto di vista strutturale, l'edificio è composto da pareti di tipo sandwich in cemento armato gettato in opera ("*cast in situ sandwich reinforced concrete walls*"), disposte sia in direzione trasversale che longitudinale in modo da realizzare una struttura composta da molteplici celle chiuse (unità cellulari) adiacenti. In particolare, in corrispondenza del vano scala, le pareti sono state distribuite in modo tale da realizzare due celle di forma quadrata (4 m x 4 m), mentre, a tra le diverse unità abitative, le pareti sono state distribuite in modo tale da realizzare degli elementi portanti a doppio T, creando delle unità cellulari di forma rettangolare di dimensioni pari a 5 m x 8 m e 7.5 m x 8 m.

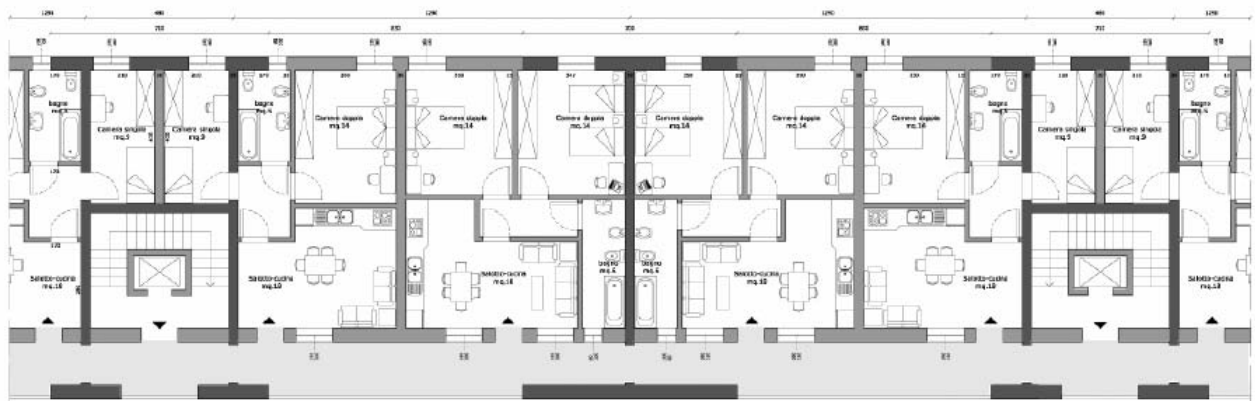
Le pareti sandwich che costituiscono il sistema portante dell'edificio sono pareti realizzate secondo il metodo costruttivo Nidyon "NYSP" e sono caratterizzate da uno spessore complessivo pari a 18 cm (strato interno in polistirene espanso avente spessore pari a 10 cm accoppiato a due strati in c.a. ciascuno dello spessore di 4 cm).

I solai sono realizzati con travetti bidirezionali in c.a. gettato in opera, alleggeriti mediante blocchi in polistirene, di spessore pari a 20 cm + 5 cm.

In Figura 21.3 si riporta la pianta dell'edificio di tipologia B; in particolare in Figura 21.3a è rappresentata la pianta architettonica con indicazione delle due unità abitative (unità abitativa “d” in rosa e unità abitativa “e” in viola), mentre in Figura 21.3b è rappresentata la pianta strutturale.



(a)



PIANO TIPO

SCALE 1:100

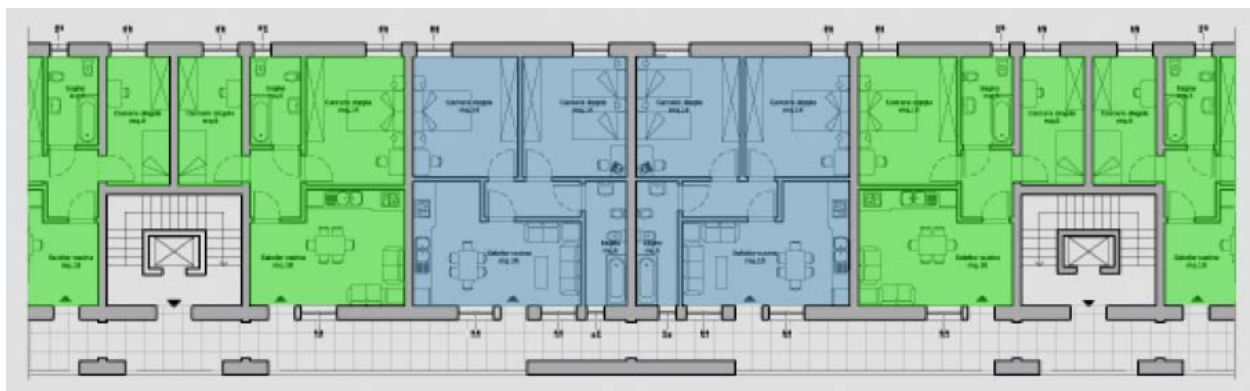
(b)

Figura 21.3. Pianta della tipologia B: (a) architettonico con indicazione delle due unità abitative (unità abitativa “e” in azzurro e unità abitativa “d” in verde); (b) strutturale.

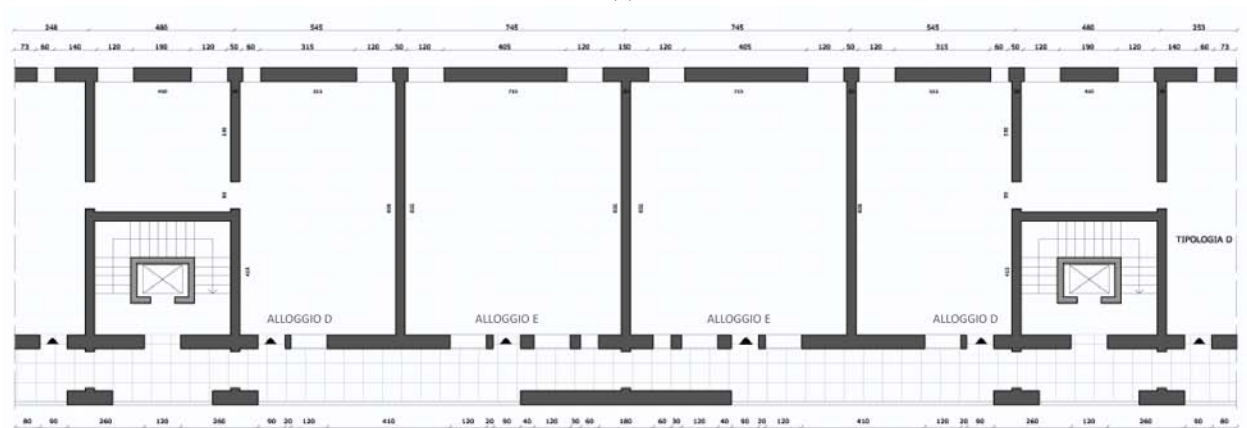
21.4 Tipologia B – PEDA

L'edificio di tipologia B – PEDA è una variante dell'edificio di tipologia B. Nell'edificio di tipologia B – PEDA la soluzione architettonica proposta per la tipologia B è stata modificata (studiando un'opportuna disposizione delle aperture per porte e finestre) in modo tale che la struttura potesse essere considerata come una “*struttura a pareti estese debolmente armate*” così come previsto nel paragrafo 7.4.3 (“*Tipologie strutturali e fattori di struttura*”) delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008).

In Figura 21.4 si riporta la pianta dell'edificio di tipologia B - PEDA; in particolare in Figura 21.1a è rappresentata la pianta architettonica con indicazione delle due unità abitative (unità abitativa “*e*” in azzurro e unità abitativa “*d*” in verde), mentre in Figura 21.2b è rappresentata la pianta strutturale.



(a)



(b)

Figura 21.4. Pianta della tipologia B - PEDA: (a) architettonico con indicazione delle due unità abitative (unità abitativa “*e*” in azzurro e unità abitativa “*d*” in verde); (b) strutturale.

21.5 Tipologia C (casa in linea)

L'edificio di tipologia C è una casa in linea ottenuta dalla combinazione di tante unità abitative identiche (in seguito questa unità abitativa sarà indicata come “*unità abitativa a*”) aventi tutte la stessa dimensione (80 mq circa) servite al piano, a due a due, da un vano scala più ascensore (Figura 21.5).

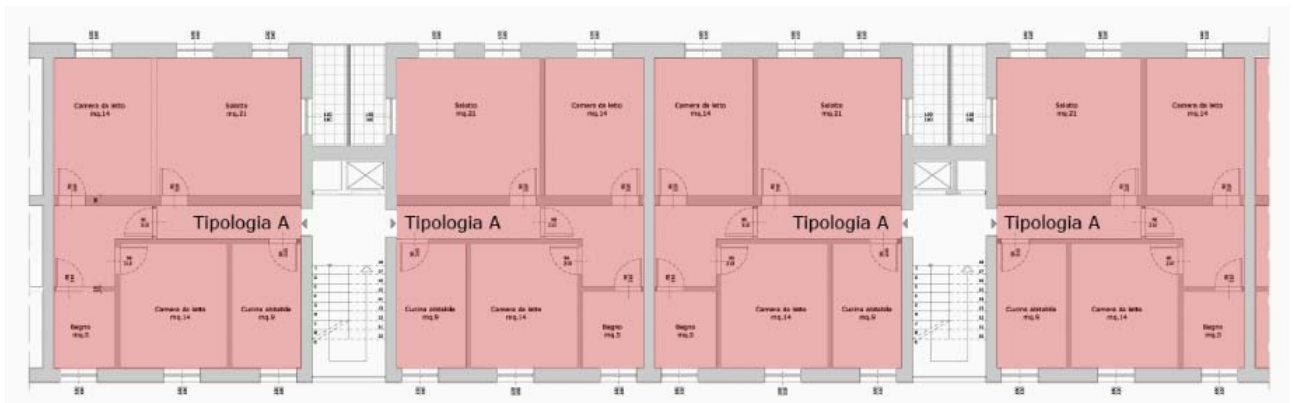
Dal punto di vista architettonico, gli edifici sono stati progettati combinando una, due o più unità abitative di diversa metratura con l'obiettivo di raggiungere specifici standard abitativi (soggiorno con angolo cottura dimensione minima mq. 15.5; cucina- pranzo dimensione minima mq. 9; camera a due letti dim. minima mq. 14; camera ad un letto dim. minima mq. 9; primo servizio igienico dim. minima mq. 4; dotazione per ogni vano di finestra apribile con rapporto aerante - illuminante pari ad 1/8; altezza minima dei vani m 2.70; superficie abitabile minima per persona mq.14 più servizi igienici.) nel rispetto delle norme igienico sanitarie (Regolamento urbanistico edilizio, Comune di Bologna) e antincendio (DPR 12/01/1998 n.37). In particolare, l'unità abitativa “*a*” è un appartamento a doppio affaccio composto da salotto (21 mq), cucina abitabile (9 mq.), bagno (5mq), due camere da letto (14 mq.) e balcone, per un totale di 80 mq.

Dal punto di vista strutturale, l'edificio è composto da pareti di tipo sandwich in cemento armato gettato in opera (“*cast in situ sandwich reinforced concrete walls*”), disposte sia in direzione trasversale che longitudinale in modo da realizzare una struttura composta da molteplici celle chiuse (unità cellulari) adiacenti, tutte di forma sostanzialmente rettangolare e dimensioni pari a 8.6 m x 11 m.

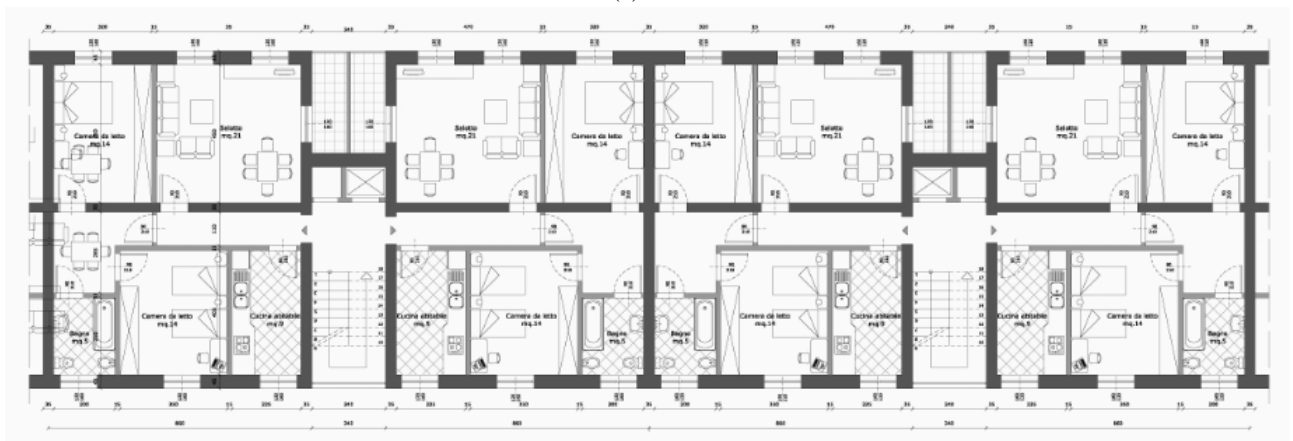
Le pareti sandwich che costituiscono il sistema portante dell'edificio sono pareti realizzate secondo il metodo costruttivo Nidyon “NYSP” e sono caratterizzate da uno spessore complessivo pari a 18 cm (strato interno in polistirene espanso avente spessore pari a 10 cm accoppiato a due strati in c.a. ciascuno dello spessore di 4 cm).

I solai sono realizzati con travetti bidirezionali in c.a. gettato in opera, alleggeriti mediante blocchi in polistirene, di spessore pari a 20 cm + 5 cm.

In Figura 21.5 si riporta la pianta dell'edificio di tipologia C; in particolare in Figura **21.5a** è rappresentata la pianta architettonica con indicazione delle unità abitative, mentre in Figura **21.5b** è rappresentata la pianta strutturale.



(a)



(b)

Figura 21.5. Pianta della tipologia C: (a) architettonico con indicazione delle unità abitative; (b) strutturale.

21.6 Tipologia D (casa in linea)

L'edificio di tipologia D è una casa in linea ottenuta dalla combinazione di due unità abitative: una di 70 mq (indicata, in seguito, come “*unità abitativa b*”) e una di 40 mq (indicata, in seguito, come “*unità abitativa c*”) servite al piano, a due a due, da un vano scala più ascensore (Figura 21.6).

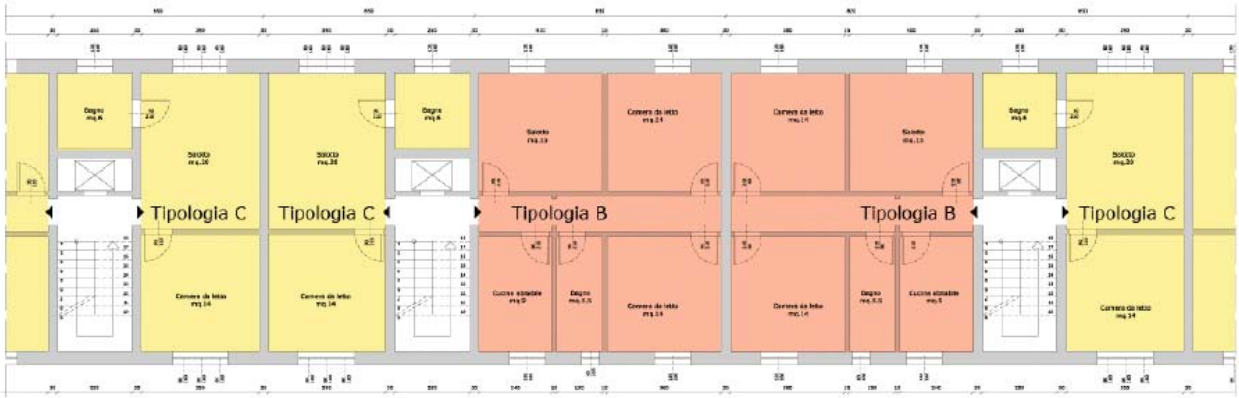
Dal punto di vista architettonico, gli edifici sono stati progettati combinando una, due o più unità abitative di diversa metratura con l'obiettivo di raggiungere specifici standard abitativi (soggiorno con angolo cottura dimensione minima mq. 15.5; cucina- pranzo dimensione minima mq. 9; camera a due letti dim. minima mq. 14; camera ad un letto dim. minima mq. 9; primo servizio igienico dim. minima mq. 4; dotazione per ogni vano di finestra apribile con rapporto aerante - illuminante pari ad 1/8; altezza minima dei vani m 2.70; superficie abitabile minima per persona mq.14 più servizi igienici.) nel rispetto delle norme igienico sanitarie (Regolamento urbanistico edilizio, Comune di Bologna) e antincendio (DPR 12/01/1998 n.37). In particolare:

- l'unità abitativa “*b*” è un appartamento a doppio affaccio composto da salotto (16 mq), cucina abitabile (9 mq.), bagno (5.5 mq), due camere da letto (14 mq.), per un totale di 70 mq.;
- l'unità abitativa “*c*” è un appartamento a doppio affaccio composto da soggiorno con angolo cottura (19.5 mq), bagno (6 mq), una camera da letto (14 mq.), per un totale di 40 mq.

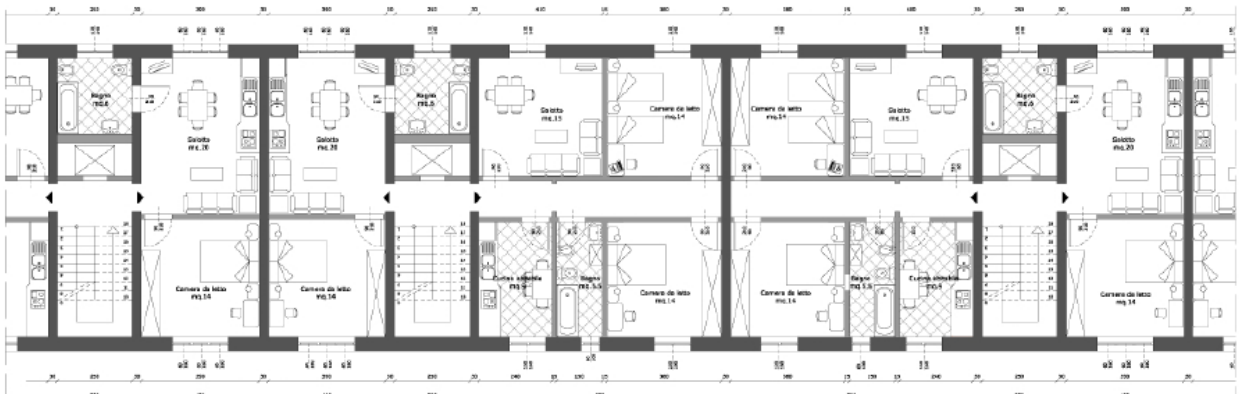
Dal punto di vista strutturale, l'edificio è composto da pareti di tipo sandwich in cemento armato gettato in opera (“*cast in situ sandwich reinforced concrete walls*”), disposte sia in direzione trasversale che longitudinale in modo da realizzare una struttura composta da molteplici celle chiuse (unità cellulari) adiacenti, tutte di forma sostanzialmente rettangolare e dimensioni pari a 15 m x 9.5 m. In particolare, in corrispondenza del vano scala e tra le diverse unità abitative, le pareti sono state distribuite in modo tale da realizzare degli elementi portanti a doppio T.

Le pareti sandwich che costituiscono il sistema portante dell'edificio sono pareti realizzate secondo il metodo costruttivo Nidyon “NYSP” e sono caratterizzate da uno spessore complessivo pari a 18 cm (strato interno in polistirene espanso avente spessore pari a 10 cm accoppiato a due strati in c.a. ciascuno dello spessore di 4 cm).

In Figura 21.6 si riporta la pianta dell'edificio di tipologia D; in particolare in Figura 21.6a è rappresentata la pianta architettonica con indicazione delle tre unità abitative (unità abitativa “*b*” in arancione e unità abitativa “*c*” in giallo), mentre in Figura 21.6b è rappresentata la pianta strutturale.



(a)



(b)

Figura 21.6. Pianta della tipologia D: (a) architettonico con indicazione delle unità abitative (unità abitativa “b” in arancione e unità abitativa “c” in giallo); (b) strutturale.

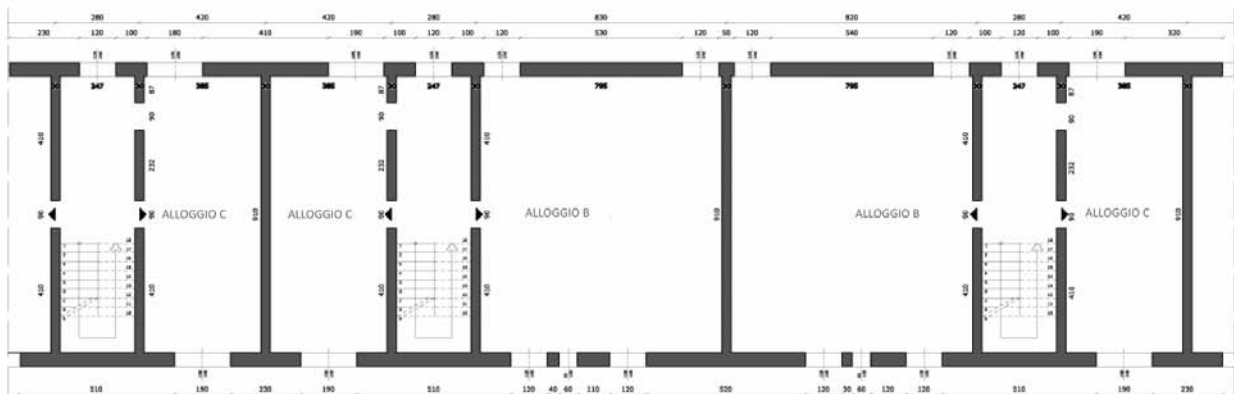
21.7 Tipologia D – PEDA

L'edificio di tipologia D – PEDA è una variante dell'edificio di tipologia D. Nell'edificio di tipologia D – PEDA la soluzione architettonica proposta per la tipologia D è stata modificata (studiando un'opportuna disposizione delle aperture per porte e finestre) in modo tale che la struttura potesse essere considerata come una “*struttura a pareti estese debolmente armate*” così come previsto nel paragrafo 7.4.3 (“*Tipologie strutturali e fattori di struttura*”) delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008).

In Figura 21.7 si riporta la pianta dell'edificio di tipologia D - PEDA; in particolare in Figura 21.1a è rappresentata la pianta architettonica con indicazione delle due unità abitative (unità abitativa “b” in arancione e unità abitativa “c” in giallo), mentre in Figura 21.7b è rappresentata la pianta strutturale.



(a)



(b)

Figura 21.7. Pianta della tipologia D - PEDA: (a) architettonico con indicazione delle tre unità abitative (unità abitativa “b” in arancione e unità abitativa “c” in giallo); (b) strutturale.

21.8 Tipologia E (variante a basso costo)

L'edificio di tipologia E è una variante dell'edificio di tipologia A.

Nell'edificio di tipologia E la soluzione architettonica proposta per la tipologia B è stata modificata, studiando un'opportuna disposizione degli spazi distributivi che tenda a minimizzarli, consentendo così la vendita ad un prezzo di mercato inferiore. Anche la disposizione delle aperture per porte e finestre è stata opportunamente studiata in modo da poter considerare la struttura come una "*struttura a pareti estese debolmente armate*" così come previsto nel paragrafo 7.4.3 ("*Tipologie strutturali e fattori di struttura*") delle norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008).

L'edificio di tipologia E è una casa a ballatoio ottenuta dalla combinazione di tante unità abitative identiche (in seguito questa unità abitativa sarà indicata come "*unità abitativa a*") aventi tutte la stessa dimensione (70 mq circa) servite al piano, a due a due, da un vano scala più ascensore (Figura 21.8).

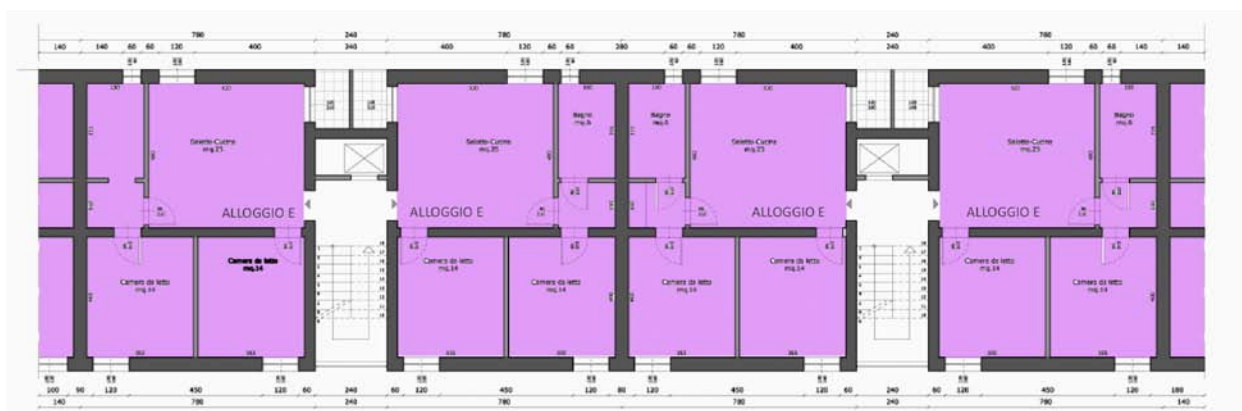
Dal punto di vista architettonico, gli edifici sono stati progettati combinando una, due o più unità abitative di diversa metratura con l'obiettivo di raggiungere specifici standard abitativi (soggiorno con angolo cottura dimensione minima mq. 15.5; cucina- pranzo dimensione minima mq. 9; camera a due letti dim. minima mq. 14; camera ad un letto dim. minima mq. 9; primo servizio igienico dim. minima mq. 4; dotazione per ogni vano di finestra apribile con rapporto aerante - illuminante pari ad 1/8; altezza minima dei vani m 2.70; superficie abitabile minima per persona mq.14 più servizi igienici.) nel rispetto delle norme igienico sanitarie (Regolamento urbanistico edilizio, Comune di Bologna) e antincendio (DPR 12/01/1998 n.37). In particolare, l'unità abitativa "*a*" è un appartamento a doppio affaccio composto da salotto-cucina (25 mq), bagno (6 mq), due camere da letto (14 mq.) e balcone, per un totale di 70 mq.

Dal punto di vista strutturale, l'edificio è composto da pareti di tipo sandwich in cemento armato gettato in opera ("*cast in situ sandwich reinforced concrete walls*"), disposte sia in direzione trasversale che longitudinale in modo da realizzare una struttura composta da molteplici celle chiuse (unità cellulari) adiacenti, tutte di forma sostanzialmente rettangolare e dimensioni pari a 10 m x 8 m.

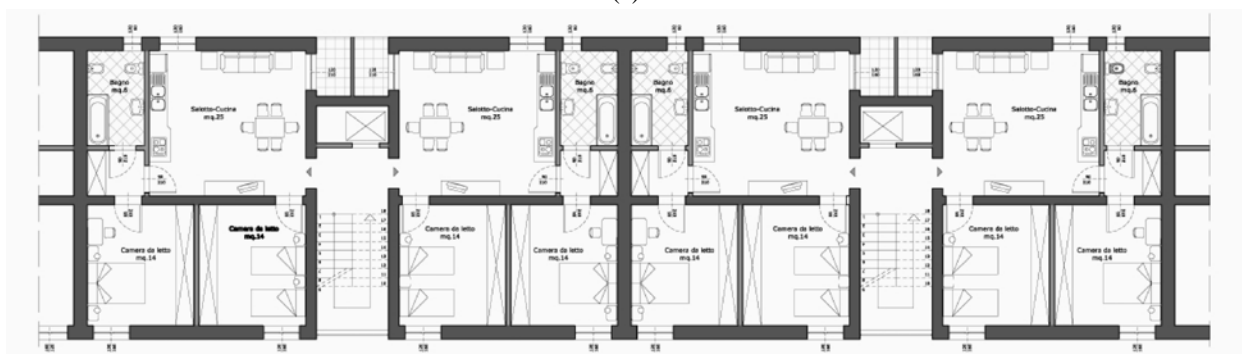
Le pareti sandwich che costituiscono il sistema portante dell'edificio sono pareti realizzate secondo il metodo costruttivo Nidyon "NYSP" e sono caratterizzate da uno spessore complessivo pari a 18 cm (strato interno in polistirene espanso avente spessore pari a 10 cm accoppiato a due strati in c.a. ciascuno dello spessore di 4 cm).

I solai sono realizzati con travetti bidirezionali in c.a. gettato in opera, alleggeriti mediante blocchi in polistirene, di spessore pari a 20 cm + 5 cm.

In Figura 21.8 si riporta la pianta dell'edificio di tipologia A; in particolare in Figura 21.8a è rappresentata la pianta architettonica con indicazione delle unità abitative mentre in Figura 21.8b è rappresentata la pianta strutturale.



(a)



(b)

Figura 21.8. Pianta della tipologia E: (a) architettonico con indicazione delle unità abitative; (b) strutturale.

22 Domanda vs. Capacità

In questo capitolo, con riferimento alla notazione di cui al paragrafo 22.1, saranno valutate:

- a) le sollecitazioni (i.e. domanda) che nascono nelle pareti (parallele e perpendicolari) a seguito dell'applicazione:
 - dei carichi verticali statici (applicati considerando la combinazione allo Stato Limite Ultimo),
 - di un'accelerazione spettrale, S_a , pari a $0.1g$,
- b) e le corrispondenti resistenze (i.e. capacità).

Le sollecitazioni sono state valutate (i) numericamente, realizzando dei modelli ad elementi finiti (con il programma SAP2000) di tutte le strutture considerate e (ii) analiticamente, ipotizzando un comportamento elastico lineare del materiale “ferro – cemento” che costituisce la struttura e la conservazione delle sezioni piane (intendendo per sezione la pianta dell'edificio). Il confronto tra i risultati ottenuti con i modelli numerici e i risultati ottenuti analiticamente hanno messo in evidenza che le formule teoriche impiegate per valutare la distribuzione delle sollecitazioni tra le pareti sono in grado di riprodurre con buona accuratezza i risultati numerici. In ogni caso, nel successivo capitolo 23, la valutazione dei valori di accelerazione spettrale che determinano il manifestarsi dei possibili meccanismi di crisi delle strutture in esame e la valutazione degli effettivi tassi di lavoro a sforzo assiale delle pareti sarà condotta con riferimento alla domanda valutata numericamente.

Le resistenze delle pareti sono state valutate applicando le formule di previsione teorica, per la valutazione del comportamento sotto carichi verticali e sotto carichi orizzontali, messe a punto sulla base delle classiche ipotesi valide per gli elementi in c.a. tradizionali (Parte III). La validità di tali formule è stata verificata confrontando i risultati analitici ottenuti con i corrispondenti risultati delle prove sperimentali condotte (Parte III).

Confrontando le sollecitazioni, dovute ai carichi verticali ed ad un'accelerazione spettrale pari a $0.1g$, con le corrispondenti resistenze, è stato possibile individuare, per le diverse strutture studiate e in funzione del numero di piani delle stesse:

- i tassi di lavoro a sforzo assiale delle pareti in condizioni statiche di stato limite ultimo in condizioni sismiche,
- i valori di accelerazione che al di sotto dei quali la struttura si mantiene in campo elastico lineare;

- la sequenza con cui si verificano i possibili meccanismi di crisi (i.e. crisi per snervamento delle pareti parallele, crisi per snervamento delle pareti perpendicolari e crisi a taglio delle pareti parallele).

In questo capitolo il procedimento adottato per valutare le sollecitazioni, le resistenze, i tassi di lavoro a sforzo assiale, i valori di accelerazioni al di sotto dei quali la struttura si mantiene in campo elastico lineare e la sequenza con cui si verificano i possibili meccanismi di crisi delle strutture è stato descritto in modo teorico. Tale procedimento è stato poi implementato in un file Excel in modo da ottenere i risultati numerici.

22.1 Notazione

In una generica struttura tridimensionale soggetta ad un'azione sismica orizzontale ipotizzata diretta in una sola direzione, è possibile individuare:

1. delle pareti disposte in direzione perpendicolare all'azione del sisma (indicate per semplicità come *pareti perpendicolari*) e
2. delle pareti disposte in direzione parallela all'azione del sisma (indicate per semplicità come *pareti parallele*).

Le strutture a pareti sandwich sono concepite per garantire un comportamento d'insieme scatolare e monolitico, grazie alla realizzazione di speciali connessioni tra pareti e tra pareti e solai. Conseguentemente, l'azione sismica genera nelle pareti sollecitazioni agenti prevalentemente nel loro piano; in particolare:

- le pareti perpendicolari sono soggette ad azioni assiali (“tira e spingi”) di trazione e compressione, mentre
- le pareti parallele sono soggette ad azioni di flessione e taglio nel piano.

In virtù dei carichi gravitazionali agenti sulla struttura allo Stato Limite Ultimo (SLU), la generica parete (sia perpendicolare che parallela) è soggetta ad uno sforzo assiale di compressione che di seguito sarà indicato con il simbolo $N_{\text{stat-SLU}}$.

In virtù dei carichi gravitazionali (sulla base dei quali sono determinati gli effetti del sisma sulla struttura), la generica parete (sia perpendicolare che parallela) è soggetta ad uno sforzo assiale di compressione, che di seguito sarà indicato con il simbolo N_{stat} .

In una generica struttura tridimensionale soggetta ad un'azione sismica orizzontale ipotizzata diretta nella sola direzione X (SX):

- la generica parete con sviluppo in pianta parallelo all'asse X risulta soggetta a flessione e taglio nel piano, che di seguito sarà indicato con i simboli $T_{\text{sism,X}}$ e $M_{\text{sism,X}}$;

- la generica parete con sviluppo in pianta perpendicolare all'asse X risulta soggetta ad un'azione assiale di trazione e compressione (“tira e spingi”) che di seguito sarà indicata con il simbolo $N_{sism,Y}$.

Al contrario, invece, in una generica struttura tridimensionale soggetta ad un'azione sismica orizzontale ipotizzata diretta nella sola direzione Y (SY):

- la generica parete con sviluppo in pianta parallelo all'asse Y risulta soggetta a flessione e taglio nel piano, che di seguito sarà indicato con i simboli $T_{sism,Y}$ e $M_{sism,Y}$;
- la generica parete con sviluppo in pianta perpendicolare all'asse Y risulta soggetta ad un'azione assiale di trazione e compressione (“tira e spingi”) che di seguito sarà indicata con il simbolo $N_{sism,X}$.

Inoltre, per quanto riguarda le resistenze delle pareti, nei paragrafi seguenti, saranno adottati i seguenti simboli:

$M_{y1} = M_{Rd}$ è la resistenza di primo snervamento a flessione (della generica parete parallela);

T_{Rd} è la resistenza a taglio (della generica parete parallela);

$N_{Rd, traz}$ è la resistenza a trazione (della generica parete perpendicolare);

$N_{Rd, compr}$ è la resistenza a compressione (della generica parete perpendicolare).

22.2 Valutazione della domanda

22.2.1 Valutazione numerica della domanda

Le sollecitazioni (i.e. domanda) che nascono nelle pareti (parallele e perpendicolari) a seguito dell'applicazione:

- dei carichi verticali statici (applicati considerando la combinazione allo Stato Limite Ultimo),
- e di un'accelerazione spettrale, S_a , pari a 0.1g,

sono state valutate numericamente conducendo delle analisi elastiche lineari su modelli ad elementi finiti delle strutture considerate.

22.2.1.1 I modelli elastici lineari ad elementi finiti

I modelli (elastici lineari) ad elementi finiti delle strutture considerate sono stati realizzati con il programma SAP2000 Versione 14.

I setti, i sovra-porta e i sovra- e sotto- finestra sono stati modellati con *elementi shell* caratterizzati da uno spessore membranale e flessionale pari a 8 cm (pari cioè alla somma degli spessori delle due pareti in c.a.).

I solai di piano sono stati modellati con *elementi shell* caratterizzati da uno spessore membranale pari a 5 cm (pari allo spessore della soletta in c.a.) e da uno spessore flessionale pari a 20 cm (pari all'altezza del travetto).

Il materiale con cui sono state modellate le pareti è un calcestruzzo caratterizzato da resistenza pari a 30 MPa (pari alla resistenza media del calcestruzzo).

Il materiale con cui sono stati modellati i solai è il calcestruzzo caratterizzato sempre da resistenza cubica caratteristica a compressione pari a 30 MPa ma con peso specifico e densità di massa nulla. Il peso proprio del solaio è stato inserito come carico esterno.

I carichi permanenti, i pesi propri dei solai e i carichi variabili da civile abitazione sono stati applicati sui solai come carichi uniformemente distribuiti di superficie. I pesi propri delle pareti sono stati calcolati direttamente dal programma tenendo conto dello spessore delle pareti.

Ad ogni piano (anche in copertura), sono stati applicati i seguenti valori dei carichi permanenti ed accidentali:

- Carichi permanenti G_k (Pesi portanti e portati) 600 kg/m²
- Carichi accidentali Q_k (Sovraccarico da civile abitazione) 200 kg/m²

Tali valori dei carichi permanenti ed accidentali sono stati ipotizzati tenendo conto delle più comuni situazioni progettuali.

22.2.1.2 Le analisi condotte

Su tutti i modelli sono state condotte le seguenti analisi:

- analisi statica lineare agli *S.L.U.*, con lo scopo di valutare i tassi di lavoro a sforzo assiale in condizione di stato limite ultimo statico;
- analisi dinamica modale con spettro di risposta costante pari a 0.1g con lo scopo di valutare (i) le accelerazioni che innescano i possibili meccanismi di crisi della struttura; (ii) i tassi di lavoro a sforzo assiale in condizione di stato limite ultimo sismico.

Per le analisi statiche lineari agli SLU è stata considerata la seguente combinazione dei carichi:

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k \quad (22.1)$$

Con $\gamma_G = 1.4$ e $\gamma_Q = 1.5$.

Per le analisi dinamiche modali con spettro di risposta è stata considerata la seguente combinazione per le masse sismiche:

$$G_k + \psi_2 \cdot Q_k \quad (22.2)$$

E le seguenti combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni:

$$S_X + G_k + \psi_2 \cdot Q_k \quad (22.3)$$

$$S_Y + G_k + \psi_2 \cdot Q_k \quad (22.4)$$

Nelle relazioni precedenti si è assunto $\psi_2 = 0.3$ per tutti i piani, e si è indicato con S_X il sisma diretto in direzione X e con S_Y il sisma diretto in direzione Y .

Per limitare il numero dei modi locali di vibrare, l'analisi modale è stata condotta impiegando i vettori di Ritz.

22.2.2 Valutazione analitica della domanda

Le sollecitazioni (i.e. domanda) che nascono nelle pareti (parallele e perpendicolari) a seguito dell'applicazione:

- dei carichi verticali statici (applicati considerando la combinazione allo Stato Limite Ultimo),
- e di un'accelerazione spettrale, S_a , pari a $0.1g$,

sono state valutate analiticamente, ipotizzando un comportamento elastico lineare del materiale “ferro – cemento” che costituisce la struttura e la conservazione delle sezioni piane (intendendo per sezione la pianta dell'edificio). Il confronto tra i risultati ottenuti con i modelli numerici e i risultati ottenuti analiticamente hanno messo in evidenza che le formule teoriche impiegate per valutare la distribuzione delle sollecitazioni tra le pareti sono in grado di riprodurre con buona accuratezza i risultati numerici.

Lo sforzo assiale agente sulla generica parete ai carichi gravitazionali applicati in condizioni statiche di Stato Limite Ultimo e quello dovuto ai carichi gravitazionali che determinano gli effetti del sisma sulla struttura sono valutati individuando le aree di influenza di ciascuna parete.

Il taglio totale, T_{Ed} , e il momento totale, M_{Ed} , alla base della struttura, dovuti ad una accelerazione spettrale $S_a = 0.1g$ risultano pari a:

$$T_{Ed} = m_{struttura} \cdot 0.1g \quad (22.5)$$

$$M_{Ed} = T_{Ed} \cdot \frac{2}{3} H \quad (22.6)$$

Nelle equazioni precedenti, $m_{struttura}$ è la massa della struttura e H è l'altezza della struttura.

Per la valutazione del momento flettente totale agente alla base della struttura si è ipotizzata una distribuzione delle forze orizzontali di tipo triangolare.

Nell'ipotesi (i) di comportamento elastico lineare e (ii) di conservazione delle sezioni piane, il momento sollecitante si ripartisce tra le pareti sulla base dei momenti di inerzia di queste ultime. Indicando con in simbolo $J_{//}$ il momento di inerzia delle pareti parallele, e con J_{\perp} il momento di inerzia delle pareti perpendicolari (valutato trascurando l'inerzia delle pareti perpendicolari rispetto al proprio asse baricentrico), è possibile valutare i coefficienti di ripartizione delle pareti parallele, $\rho_{//}$, e delle pareti perpendicolari, ρ_{\perp} , come di seguito indicato:

$$\rho_{//} = \frac{J_{//}}{J_{//} + J_{\perp}} \quad (22.7)$$

$$\rho_{\perp} = \frac{J_{\perp}}{J_{Tot}} \quad (22.8)$$

Si verifica pertanto che una percentuale del momento sollecitante la struttura pari a $\rho_{//}$ va sulle pareti parallele, mentre una percentuale pari a ρ_{\perp} va sulle pareti perpendicolari (traducendosi in azioni di trazione e compressione), cioè:

$$M_{Ed, //} = \rho_{//} \cdot M_{Ed} \quad (22.9)$$

$$M_{Ed, \perp} = \rho_{\perp} \cdot M_{Ed} \quad (22.10)$$

Il momento parallelo, $M_{Ed, //}$, si ripartisce a sua volta tra le n pareti parallele, e, trascurando la presenza delle aperture (i.e. ipotizzando che le due pareti parallele abbiano la stessa rigidezza), si ha che il momento sollecitante su ciascuna parete parallela risulta pari alla metà di $M_{Ed, //}$, cioè:

$$M_{Ed, parete //} = \frac{\rho_{//} \cdot M_{Ed}}{n} \quad (22.11)$$

Il momento perpendicolare, $M_{Ed, \perp}$, si traduce in azioni di trazione e compressione (tira e spingi) per le pareti perpendicolari; pertanto, lo sforzo normale di trazione su una delle pareti perpendicolari, $N_{Ed, sismico, parete \perp}$, risulta pari a:

$$N_{Ed, sismico, parete \perp} = \frac{M_{Ed, \perp}}{\ell_{//}} \quad (22.12)$$

Nella relazione precedente si è indicato con $\ell_{//}$ la larghezza in pianta della parete parallela e quindi la distanza (da asse ad asse tra due pareti perpendicolari).

Il taglio totale alla base della struttura viene preso dalle n pareti parallele, per cui lo sforzo sollecitante di taglio agente su ciascuna parete parallela, $T_{Ed, parete //}$, risulta pari a (si trascura la presenza delle aperture):

$$T_{Ed, parete //} = \frac{T_{Ed}}{n} \quad (22.13)$$

22.3 Capacità delle pareti

22.3.1 Parete perpendicolare - Resistenza a compressione

La resistenza a compressione della parete perpendicolare è dato dalla seguente relazione:

$$N_{Rd, compr} = A_{c, \perp} \cdot f_{cm} \quad (22.14)$$

in cui:

$A_{c,\perp} = b \cdot \ell_{\perp}$ è l'area totale della sezione;

b è lo spessore della parete (dato dalla somma degli spessori delle due pareti in c.a.);

ℓ_{\perp} è la larghezza della parete perpendicolare;

$f_{cm} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ è la resistenza a compressione media del calcestruzzo.

22.3.2 Parete perpendicolare - Resistenza a trazione

La resistenza a trazione della parete perpendicolare (considerando il solo contributo fornito dalle reti metalliche e trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo) è dato dalla seguente relazione:

$$N_{Rd, \text{traz}} = A_{s,\perp} \cdot f_{ym} \quad (22.15)$$

in cui:

$A_{s,\perp}$ è l'area totale di armatura verticale della sezione: $1+1 \phi 2.5\text{mm}/5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$.

22.3.3 Parete parallela - Resistenza di primo snervamento a flessione nel piano

Il momento di primo snervamento della singola parete parallela è stato calcolato applicando le formule teoriche sviluppate punto sulla base delle classiche ipotesi valide per gli elementi in c.a. tradizionali (Parte III):

$$\begin{aligned} M_{y1} = & \left(\frac{\rho b y_{y1}}{2} f_{ym} \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{y1}}{3} \right) + \\ & + \left(\frac{b(h - y_{y1})^2}{2 y_{y1} n} f_{ym} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{y1}}{3} \right) + \\ & + A_{s,\text{catena}} f_{ym} (h - 2c) \end{aligned} \quad (22.16)$$

In cui:

y_{y1} è la distanza dell'asse neutro dalla barra di armatura tesa più esterna:

$$y_{y1} = \frac{\left(h + \frac{N_{Ed} n}{f_{yd} b} \right) - \sqrt{\left(h + \frac{N_{Ed} n}{f_{yd} b} \right)^2 - h^2 (1 - n\rho)}}{(1 - n\rho)} \quad (22.17)$$

$b = 8 \text{ cm}$ è lo spessore della parete (dato dalla somma degli spessori delle due pareti in c.a.);

- $h = \ell_{//}$ è la larghezza delle parete parallela;
- N_{Ed} è lo sforzo normale applicato;
- $n = E_s / E_c$ è il coefficiente di omogeneizzazione;
- $f_{ym} = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ è la tensione di snervamento media dell'acciaio;
- $\rho = \frac{A_{s, //}}{bh}$ è la percentuale geometrica di armatura;
- $A_{s, //}$ è l'area totale di armatura verticale della sezione: 1+1 ϕ 2.5mm/5cm x 5cm;
- $A_{s, catena}$ è l'area delle armature integrative (catene) in zona tesa: 1+1 ϕ 12mm;
- c è il copriferro delle catene.

22.3.4 Parete parallela - Resistenza a taglio nel piano

Il taglio resistente della parete parallela è stato calcolato applicando le formule previste dal D.M. 14/01/2008 (Parte III) e risulta dalla seguente relazione:

$$T_{Rd} = \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}) \quad (22.18)$$

in cui:

T_{Rsd} è la resistenza a taglio lato acciaio:

$$T_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ym} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (22.19)$$

T_{Rcd} è la resistenza a taglio lato calcestruzzo:

$$T_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot f'_{cm} \cdot \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} \quad (22.20)$$

$s = 10 \text{ cm}$ è il passo di fili orizzontali resistenti a taglio delle reti elettrosaldate:
1+1 ϕ 2,5mm/5 cm x 5 cm;

$\theta = 22^\circ$ è l'angolo di inclinazione della biella compressa in calcestruzzo;

$\alpha = 90^\circ$ è l'angolo di inclinazione dell'armatura orizzontale;

d è la l'altezza utile della sezione(in mm);

A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio: 1+1 ϕ 2,5mm/5 cm x 5 cm;

$f'_{cm} = 0,5 f_{cm}$ è la resistenza ridotta media a compressione del calcestruzzo;

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a: $\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cm}$

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / b \cdot h$ è la tensione media di compressione nella sezione.

22.4 Confronto tra capacità e domanda

Il rapporto tra la resistenza a compressione della parete perpendicolare e lo sforzo assiale sollecitante di compressione (considerando la compressione dovuta ai carichi gravitazionali statici che determinano gli effetti del sisma, $N_{Ed, statico, parete \perp}$) risulta dalla seguente relazione:

$$\frac{N_{Rd, compr, parete \perp}}{N_{Ed, sismico, parete \perp} + N_{Ed, statico, parete \perp}} \quad (22.21)$$

Il rapporto tra la resistenza a trazione della parete perpendicolare e lo sforzo assiale sollecitante di trazione (al netto della compressione dovuta ai carichi statici, $N_{Ed, statico, parete \perp}$) risulta dalla seguente relazione:

$$\frac{N_{Rd, traz, parete \perp}}{N_{Ed, sismico, parete \perp} - N_{Ed, statico, parete \perp}} \quad (22.22)$$

Il rapporto tra il momento di primo snervamento della parete parallela e il suo momento sollecitante risulta dalla seguente relazione:

$$\frac{M_{y1, parete //}}{M_{Ed, parete //}} \quad (22.23)$$

Il rapporto tra il taglio resistente della parete parallela e il suo taglio sollecitante risulta pari a:

$$\frac{T_{Rd, parete //}}{T_{Ed, parete //}} \quad (22.24)$$

Osservando i valori assunti dai rapporti tra le resistenze e le sollecitazioni, è possibile comprendere quale è il meccanismo di crisi della struttura che si verifica per primo.

Nei paragrafi seguenti si ipotizza che il primo meccanismo di crisi per la struttura sia lo snervamento delle pareti perpendicolari. Un ragionamento analogo può essere fatto negli altri casi.

22.5 Determinazione dei tassi di lavoro a sforzo assiale

Il tasso di lavoro a sforzo assiale delle pareti che costituiscono il sistema portante delle strutture analizzate è stato ricavato sia in condizioni statiche di stato limite ultimo che in condizioni sismiche.

22.5.1 Tasso di lavoro a sforzo assiale allo SLU

Il tasso di lavoro a sforzo assiale della generica parete in condizioni statiche di stato limite ultimo (dovuto alla presenza dei carichi gravitazionali) è dato dalla seguente relazione:

$$v_{SLU} = \frac{N_{stat,SLU}}{N_{Rd,compressione}} \quad (22.25)$$

In cui:

$N_{stat,SLU}$ è lo sforzo assiale di compressione agente nella generica parete in condizioni statiche di Stato Limite Ultimo;

$N_{Rd,compressione}$ è la resistenza a compressione della generica parete.

22.5.2 Tasso di lavoro a sforzo assiale in condizioni sismiche

Il tasso di lavoro a sforzo assiale della generica parete in condizioni sismiche (dovuto alla presenza dei carichi gravitazionali che determinano gli effetti del sisma sulla struttura e dall'effetto del sisma stesso) è dato dalla seguente relazione:

$$v_{sismico} = \frac{N_{stat} + N_{sism}}{N_{Rd,compressione}} \quad (22.26)$$

In cui:

N_{stat} è lo sforzo assiale di compressione agente nella generica parete dovuto ai carichi gravitazionali che determinano gli effetti del sisma sulla struttura;

N_{sism} è lo sforzo assiale di compressione agente nella generica parete ortogonale all'azione del sisma (in particolare sarà $N_{sism,X}$ quando il sisma è diretto in direzione X e $N_{sism,Y}$ quando il sisma è diretto in direzione Y) dovuto all'effetto di "tira e spingi" generato dal sisma.

$N_{Rd,compressione}$ è la resistenza a compressione della generica parete.

Nei paragrafi seguenti, il tasso di lavoro a sforzo assiale della generica parete in condizioni sismiche viene calcolato come somma dei seguenti due contributi:

$$v_{sismico} = \frac{N_{stat}}{N_{Rd,compressione}} + \frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd,compressione}} = v_{sismico}^{costante} + v_{sismico}^{S_a=0.1g} \quad (22.27)$$

Nella precedente equazione il primo termine ($v_{sismico}^{costante} = \frac{N_{stat}}{N_{Rd,compressione}}$) è costante (in quanto lo sforzo assiale di compressione agente sulla generica parete non dipende dalla accelerazione spettrale), mentre il secondo ($v_{sismico}^{S_a=0.1g} = \frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd,compressione}}$) dipende dalla accelerazione spettrale.

Per ottenere il tasso di lavoro di lavoro a sforzo assiale in condizioni sismiche dovuto ad una accelerazione spettrale diversa da 0.1g, basterà moltiplicare il secondo termine della equazione

(22.27) per il rapporto tra l'accelerazione spettrale considerata e l'accelerazione spettrale pari a 0.1g:

$$v_{sismico} = \frac{N_{stat}}{N_{Rd,compressione}} + \alpha \cdot \frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd,compressione}} = v_{sismico}^{costante} + \alpha \cdot v_{sismico}^{S_a=0.1g} \quad (22.28)$$

Con:

$$\alpha = \frac{S_a}{0.1g} \quad (22.29)$$

22.6 Determinazione delle accelerazioni spettrali corrispondenti ai differenti meccanismi di crisi

22.6.1 Accelerazione spettrale che porta allo snervamento delle pareti perpendicolari

Per snervare le pareti perpendicolari deve essere soddisfatta la seguente uguaglianza:

$$N_{Rd, parete \perp} = N_{Ed, sismico, parete \perp} - N_{Ed, statico, parete \perp} \quad (22.30)$$

Per cui la sollecitazione di trazione nella parete perpendicolare, dovuta al solo sisma, deve essere pari a:

$$N_{Ed, sismico, parete \perp} = N_{Rd, parete \perp} + N_{Ed, statico, parete \perp} \quad (22.31)$$

Il rapporto tra la sollecitazione di trazione nella parete perpendicolare dovuta ad una accelerazione spettrale di snervamento, $S_{a,y}$, e la sollecitazione di trazione nella parete perpendicolare dovuta ad una accelerazione spettrale di $0.1g$, consente di valutare il valore dell'accelerazione spettrale di snervamento:

$$\frac{N_{Ed, sismico, parete \perp} (\text{per } S_{a,y})}{N_{Ed, sismico, parete \perp} (\text{per } S_a = 0.1g)} \quad (22.32)$$

$$\frac{N_{Ed, sismico, parete \perp} (\text{per } S_{a,y})}{N_{Ed, sismico, parete \perp} (\text{per } S_a = 0.1g)} \quad (22.33)$$

Ciò significa che lo snervamento della struttura, per snervamento a trazione delle pareti perpendicolari al sisma, viene raggiunto per un valore di accelerazione spettrale pari a:

$$S_{a,y} = \frac{N_{Ed, sismico, parete \perp} (\text{per } S_{a,y})}{N_{Ed, sismico, parete \perp} (\text{per } S_a = 0.1g)} g \quad (22.34)$$

a cui corrisponde una peak ground acceleration pari a:

$$PGA_y = \frac{S_{a,y}}{2.5} \quad (22.35)$$

ipotizzando un fattore di amplificazione pari a 2.5.

22.6.2 Accelerazione spettrale che porta allo snervamento le pareti parallele

Per snervare le pareti parallele, dopo l'avvenuto snervamento delle pareti perpendicolari, occorre applicare a ciascuna parete un momento pari a $M_{Rd, parete //}$ (cfr. equazione (22.16)), che corrisponde ad un momento flettente complessivo sulle n pareti parallele di:

$$M_{Rd, //} = n \cdot M_{Rd, parete //} \quad (22.36)$$

Il momento flettente sull'intera struttura (tenendo conto del momento flettente che porta allo snervamento le due pareti perpendicolari) risulta pari a:

$$M_{Rd} = M_{Rd, //} + M_{Rd, \perp} \quad (22.37)$$

Uguagliando il momento sollecitante, M_{Ed} , e il momento resistente, M_{Rd} , della struttura:

$$M_{Ed} = M_{Rd} \quad (22.38)$$

è possibile ricavare il valore dell'accelerazione spettrale che snerva le pareti parallele:

$$S_{a, \text{ crisi per flessione pareti //}} = \frac{M_{Ed}}{m_{struttura} \cdot \frac{2}{3} \cdot H} \quad (22.39)$$

a cui corrisponde una peak ground acceleration pari a:

$$PGA_y = \frac{S_{a, \text{ crisi per flessione pareti //}}}{2.5} \quad (22.40)$$

ipotizzando un fattore di amplificazione pari a 2.5.

22.6.3 Accelerazione spettrale che produce la crisi a taglio delle pareti parallele

Per produrre una crisi a taglio delle pareti parallele, dopo l'avvenuto snervamento delle pareti perpendicolari, occorre applicare a ciascuna parete parallela un taglio pari a $T_{Rd, parete //}$ (cfr. equazione (22.18)), che corrisponde ad un taglio sull'intera struttura pari a:

$$T_{Rd} = n \cdot T_{Rd, parete //} \quad (22.41)$$

Uguagliando il taglio sollecitante, T_{Ed} , e il taglio resistente, T_{Rd} , della struttura:

$$T_{Ed} = T_{Rd} \quad (22.42)$$

è possibile ricavare il valore dell'accelerazione spettrale che produce la crisi a taglio delle pareti parallele:

$$S_{a, \text{ crisi per taglio pareti //}} = \frac{T_{Ed}}{m_{struttura}} \quad (22.43)$$

a cui corrisponde una peak ground acceleration pari a:

$$PGA_y = \frac{S_{a, \text{ crisi per taglio pareti //}}}{2.5} \quad (22.44)$$

ipotizzando un fattore di amplificazione pari a 2.5.

23 Risultati ottenuti

Nei paragrafi seguenti, per ogni tipologia abitativa, sono state valutate:

1. Le sollecitazioni e le resistenze nelle pareti (paragrafi 23.1.1, 23.2.1, 23.3.1, 23.4.1, 23.5.1, 23.6.1, 23.7.1, 23.8.1); in particolare per le pareti maggiormente sollecitate, sono state valutate le seguenti sollecitazioni:

- lo sforzo assiale di compressione dovuto ai carichi gravitazionali statici allo Stato Limite Ultimo ($N_{\text{stat-SLU}}$);
- lo sforzo assiale di compressione dovuto ai carichi gravitazionali carichi gravitazionali che determinano gli effetti del sisma sulla struttura (N_{stat});
- il taglio nel piano, dovuto ad un'accelerazione spettrale pari a 0.1g, agente nelle pareti orientate parallelamente all'azione sismica ($T_{\text{sisim,X}}$ e/o $T_{\text{sisim,Y}}$ a seconda dell'orientamento della parete rispetto alla direzione dell'azione sismica considerata);
- il momento flettente nel piano, dovuto ad un'accelerazione spettrale pari a 0.1g, agente nelle pareti orientate parallelamente all'azione sismica ($M_{\text{sisim,X}}$ e/o $M_{\text{sisim,Y}}$ a seconda dell'orientamento della parete rispetto alla direzione dell'azione sismica considerata);
- lo sforzo assiale di trazione e di compressione, dovuto all'effetto di "tira e spingi" generato dal sisma caratterizzato da un'accelerazione spettrale pari a 0.1g, nella generica parete perpendicolare all'azione del sisma ($N_{\text{sisim,X}}$ e/o $N_{\text{sisim,Y}}$ a seconda dell'orientamento della parete rispetto alla direzione dell'azione sismica considerata);

e le seguenti resistenze:

- la resistenza a compressione ($N_{\text{Rd,compr}}$);
- la resistenza a trazione ($N_{\text{Rd,traz}}$);
- la resistenza a taglio nel piano (T_{Rd});
- la resistenza di primo snervamento a pressoflessione nel piano (M_{Rd});

2. i valori della accelerazioni che determinano i possibili meccanismi di crisi nelle strutture; tali valori sono stati valutati considerando:

- il sisma agente sia in direzione X che in direzione Y;
- un numero di piani crescente da un minimo di uno ad un massimo di quattro;
- due differenti quantitativi di armatura diffusa: (i) l'armatura diffusa standard con cui vengono generalmente realizzati i pannelli modulari (reti ϕ 2.5 mm maglia 5

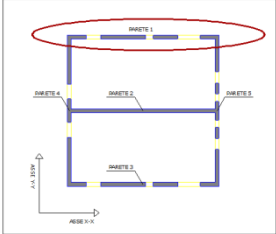
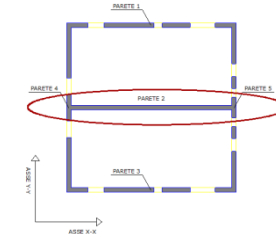
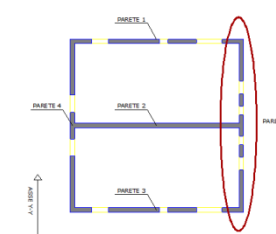
cm x 5 cm); (ii) la metà dell'armatura diffusa standard (reti $\phi 2.5$ mm maglia 10 cm x 10 cm).

3. il tasso di lavoro a sforzo assiale delle pareti:

- in condizioni statiche di stato limite ultimo ($v_{SLU} = N_{stat,SLU} / N_{Rd,compressione}$);
- in condizioni sismiche ($v_{sismico}^{costante} = \frac{N_{stat}}{N_{Rd,compressione}}$; $v_{sismico}^{S_a=0.1g} = \frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd,compressione}}$).

23.1 Tipologia A

23.1.1 Domanda vs. Capacità

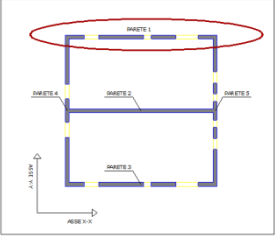
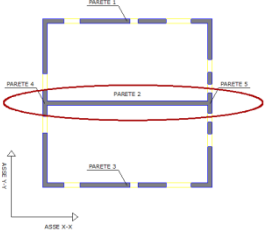
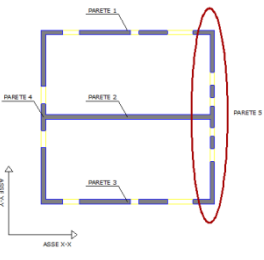
Parete 1 Larghezza parete: 12 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																										
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2">PARETE 1</th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NRd,compr</td> <td>t</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> </tr> <tr> <td>NRd, traz</td> <td>t</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> </tr> <tr> <td>TRd</td> <td>t</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> </tr> <tr> <td>MRd</td> <td>tm</td> <td>647</td> <td>747</td> <td>850</td> <td>1057</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 1		Piani				1	2	3	4	NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880	NRd, traz	t	115	115	115	115	TRd	t	262	262	262	262	MRd	tm	647	747	850	1057	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2">PARETE 1</th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nstat-SLU</td> <td>t</td> <td>-30</td> <td>-62</td> <td>-95</td> <td>-130</td> </tr> <tr> <td>Nstat</td> <td>t</td> <td>-19</td> <td>-39</td> <td>-60</td> <td>-81</td> </tr> <tr> <td>Tsism,X</td> <td>t</td> <td>2.4</td> <td>5.6</td> <td>8.2</td> <td>10.6</td> </tr> <tr> <td>Msism,X</td> <td>tm</td> <td>3</td> <td>10.1</td> <td>22.3</td> <td>47.1</td> </tr> <tr> <td>Nsism,Y</td> <td>t</td> <td>±1.55</td> <td>±6.5</td> <td>±13.4</td> <td>±22.9</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 1		Piani				1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-30	-62	-95	-130	Nstat	t	-19	-39	-60	-81	Tsism,X	t	2.4	5.6	8.2	10.6	Msism,X	tm	3	10.1	22.3	47.1	Nsism,Y	t	±1.55	±6.5	±13.4	±22.9
PARETE 1				Piani																																																																								
		1	2	3	4																																																																							
NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880																																																																							
NRd, traz	t	115	115	115	115																																																																							
TRd	t	262	262	262	262																																																																							
MRd	tm	647	747	850	1057																																																																							
PARETE 1		Piani																																																																										
		1	2	3	4																																																																							
Nstat-SLU	t	-30	-62	-95	-130																																																																							
Nstat	t	-19	-39	-60	-81																																																																							
Tsism,X	t	2.4	5.6	8.2	10.6																																																																							
Msism,X	tm	3	10.1	22.3	47.1																																																																							
Nsism,Y	t	±1.55	±6.5	±13.4	±22.9																																																																							
Parete 2 Larghezza parete: 12 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																										
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2">PARETE 2</th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NRd,compr</td> <td>t</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> </tr> <tr> <td>NRd, traz</td> <td>t</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> </tr> <tr> <td>TRd</td> <td>t</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> </tr> <tr> <td>MRd</td> <td>tm</td> <td>806</td> <td>1024</td> <td>1208</td> <td>1380</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 2		Piani				1	2	3	4	NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880	NRd, traz	t	115	115	115	115	TRd	t	262	262	262	262	MRd	tm	806	1024	1208	1380	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2">PARETE 2</th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nstat-SLU</td> <td>t</td> <td>-82</td> <td>-154</td> <td>-217</td> <td>-281</td> </tr> <tr> <td>Nstat</td> <td>t</td> <td>-51</td> <td>-97</td> <td>-135</td> <td>-172</td> </tr> <tr> <td>Tsism,X</td> <td>t</td> <td>5.1</td> <td>12</td> <td>18.6</td> <td>25</td> </tr> <tr> <td>Msism,X</td> <td>tm</td> <td>6.5</td> <td>23</td> <td>52.6</td> <td>86</td> </tr> <tr> <td>Nsism,Y</td> <td>t</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 2		Piani				1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-82	-154	-217	-281	Nstat	t	-51	-97	-135	-172	Tsism,X	t	5.1	12	18.6	25	Msism,X	tm	6.5	23	52.6	86	Nsism,Y	t	0	0	0	0
PARETE 2				Piani																																																																								
		1	2	3	4																																																																							
NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880																																																																							
NRd, traz	t	115	115	115	115																																																																							
TRd	t	262	262	262	262																																																																							
MRd	tm	806	1024	1208	1380																																																																							
PARETE 2		Piani																																																																										
		1	2	3	4																																																																							
Nstat-SLU	t	-82	-154	-217	-281																																																																							
Nstat	t	-51	-97	-135	-172																																																																							
Tsism,X	t	5.1	12	18.6	25																																																																							
Msism,X	tm	6.5	23	52.6	86																																																																							
Nsism,Y	t	0	0	0	0																																																																							
Parete 5 Larghezza parete: 12 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																										
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2">PARETE 5</th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NRd,compr</td> <td>t</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> </tr> <tr> <td>NRd, traz</td> <td>t</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> </tr> <tr> <td>TRd</td> <td>t</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> </tr> <tr> <td>MRd</td> <td>tm</td> <td>647</td> <td>747</td> <td>850</td> <td>1057</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 5		Piani				1	2	3	4	NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880	NRd, traz	t	115	115	115	115	TRd	t	262	262	262	262	MRd	tm	647	747	850	1057	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2">PARETE 5</th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nstat-SLU</td> <td>t</td> <td>-24</td> <td>-62</td> <td>-89</td> <td>-123</td> </tr> <tr> <td>Nstat</td> <td>t</td> <td>-15</td> <td>-35</td> <td>-57</td> <td>-77</td> </tr> <tr> <td>Tsism,Y</td> <td>t</td> <td>1.3</td> <td>4.7</td> <td>11.1</td> <td>19.5</td> </tr> <tr> <td>Msism,Y</td> <td>tm</td> <td>6.4</td> <td>10.8</td> <td>21.9</td> <td>52.8</td> </tr> <tr> <td>Nsism,X</td> <td>t</td> <td>5.3</td> <td>11.5</td> <td>17</td> <td>23.2</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 5		Piani				1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-24	-62	-89	-123	Nstat	t	-15	-35	-57	-77	Tsism,Y	t	1.3	4.7	11.1	19.5	Msism,Y	tm	6.4	10.8	21.9	52.8	Nsism,X	t	5.3	11.5	17	23.2
PARETE 5				Piani																																																																								
		1	2	3	4																																																																							
NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880																																																																							
NRd, traz	t	115	115	115	115																																																																							
TRd	t	262	262	262	262																																																																							
MRd	tm	647	747	850	1057																																																																							
PARETE 5		Piani																																																																										
		1	2	3	4																																																																							
Nstat-SLU	t	-24	-62	-89	-123																																																																							
Nstat	t	-15	-35	-57	-77																																																																							
Tsism,Y	t	1.3	4.7	11.1	19.5																																																																							
Msism,Y	tm	6.4	10.8	21.9	52.8																																																																							
Nsism,X	t	5.3	11.5	17	23.2																																																																							

23.1.2 Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi

Tabella 23-1. Accelerazioni spettrali (espresse in g) che determinano i possibili meccanismi di crisi della tipologia di edificio A.

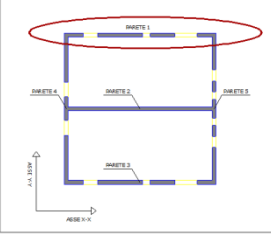
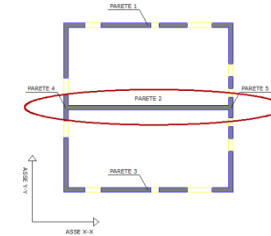
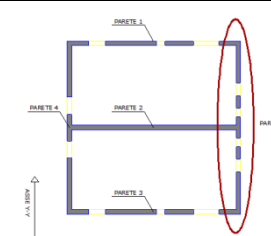
SISMA IN DIREZIONE X				SISMA IN DIREZIONE Y		
Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 5 cm x 5 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	14,250	10,211	6,339	11,673	8,823	4,226
2	4,107	3,250	3,169	3,362	2,412	2,113
3	2,082	1,574	2,113	1,704	1,326	1,409
4	1,449	0,910	1,585	1,071	0,868	1,056
Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 10 cm x10 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	9,030	5,683	3,169	7,446	5,04	2,113
2	2,811	1,997	1,585	2,384	1,506	1,056
3	1,511	1,044	1,056	1,299	0,887	0,704
4	1,051	0,660	0,792	0,869	0,611	0,528
Nota: le accelerazioni spettrali sono espresse in g.						

23.1.3 Tasso di lavoro a sforzo assiale

Parete 1 Larghezza parete: 12 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 1		Piani			
	V_{SLU}		1	2	3	4
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.010	0.022	0.033	0.045
		$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$	0.007	0.014	0.021	0.028
		0.001	0.002	0.005	0.008	
Parete 2 Larghezza parete: 12 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 2		Piani			
	V_{SLU}		1	2	3	4
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.028	0.053	0.075	0.098
		$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$	0.018	0.034	0.047	0.060
		0.000	0.000	0.000	0.000	
Parete 5 Larghezza parete: 12 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 5		Piani			
	V_{SLU}		1	2	3	4
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.008	0.022	0.031	0.043
		$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$	0.005	0.012	0.020	0.027
		0.002	0.004	0.006	0.008	

23.2 Tipologia A - PEDA

23.2.1 Domanda vs. Capacità

Parete 1 Larghezza parete: 12 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																										
	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">PARETE 1</th> <th rowspan="2"></th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NRd,compr</td> <td>t</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> </tr> <tr> <td>NRd, traz</td> <td>t</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> </tr> <tr> <td>TRd</td> <td>t</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> </tr> <tr> <td>MRd</td> <td>tm</td> <td>913</td> <td>1021</td> <td>1117</td> <td>1222</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 1		Piani				1	2	3	4	NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880	NRd, traz	t	115	115	115	115	TRd	t	262	262	262	262	MRd	tm	913	1021	1117	1222	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">PARETE 1</th> <th rowspan="2"></th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nstat-SLU</td> <td>t</td> <td>-24</td> <td>-50</td> <td>-75</td> <td>-101</td> </tr> <tr> <td>Nstat</td> <td>t</td> <td>-18</td> <td>-38</td> <td>-56</td> <td>-76</td> </tr> <tr> <td>Tsism,X</td> <td>t</td> <td>2,7</td> <td>6</td> <td>8,8</td> <td>11,3</td> </tr> <tr> <td>Msism,X</td> <td>tm</td> <td>3,1</td> <td>5,8</td> <td>18,1</td> <td>31,1</td> </tr> <tr> <td>Nsism,Y</td> <td>t</td> <td>1.6</td> <td>5.9</td> <td>14.2</td> <td>24.1</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 1		Piani				1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-24	-50	-75	-101	Nstat	t	-18	-38	-56	-76	Tsism,X	t	2,7	6	8,8	11,3	Msism,X	tm	3,1	5,8	18,1	31,1	Nsism,Y	t	1.6	5.9	14.2	24.1
	PARETE 1				Piani																																																																							
		1	2		3	4																																																																						
	NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880																																																																						
	NRd, traz	t	115	115	115	115																																																																						
	TRd	t	262	262	262	262																																																																						
MRd	tm	913	1021	1117	1222																																																																							
PARETE 1		Piani																																																																										
		1	2	3	4																																																																							
Nstat-SLU	t	-24	-50	-75	-101																																																																							
Nstat	t	-18	-38	-56	-76																																																																							
Tsism,X	t	2,7	6	8,8	11,3																																																																							
Msism,X	tm	3,1	5,8	18,1	31,1																																																																							
Nsism,Y	t	1.6	5.9	14.2	24.1																																																																							
Parete 2 Larghezza parete: 12 m 	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">PARETE 2</th> <th rowspan="2"></th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NRd,compr</td> <td>t</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> </tr> <tr> <td>NRd, traz</td> <td>t</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> </tr> <tr> <td>TRd</td> <td>t</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> </tr> <tr> <td>MRd</td> <td>tm</td> <td>1080</td> <td>1290</td> <td>1463</td> <td>1617</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 2		Piani				1	2	3	4	NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880	NRd, traz	t	115	115	115	115	TRd	t	262	262	262	262	MRd	tm	1080	1290	1463	1617	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">PARETE 2</th> <th rowspan="2"></th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nstat-SLU</td> <td>t</td> <td>-65</td> <td>-118</td> <td>-163</td> <td>-204</td> </tr> <tr> <td>Nstat</td> <td>t</td> <td>-49</td> <td>-89</td> <td>-123</td> <td>-154</td> </tr> <tr> <td>Tsism,X</td> <td>t</td> <td>5.8</td> <td>10.2</td> <td>19.7</td> <td>25.9</td> </tr> <tr> <td>Msism,X</td> <td>tm</td> <td>7.1</td> <td>19.3</td> <td>50.4</td> <td>79.1</td> </tr> <tr> <td>Nsism,Y</td> <td>t</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 2		Piani				1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-65	-118	-163	-204	Nstat	t	-49	-89	-123	-154	Tsism,X	t	5.8	10.2	19.7	25.9	Msism,X	tm	7.1	19.3	50.4	79.1	Nsism,Y	t	0	0	0	0
	PARETE 2				Piani																																																																							
		1	2		3	4																																																																						
	NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880																																																																						
	NRd, traz	t	115	115	115	115																																																																						
	TRd	t	262	262	262	262																																																																						
MRd	tm	1080	1290	1463	1617																																																																							
PARETE 2		Piani																																																																										
		1	2	3	4																																																																							
Nstat-SLU	t	-65	-118	-163	-204																																																																							
Nstat	t	-49	-89	-123	-154																																																																							
Tsism,X	t	5.8	10.2	19.7	25.9																																																																							
Msism,X	tm	7.1	19.3	50.4	79.1																																																																							
Nsism,Y	t	0	0	0	0																																																																							
Parete 5 Larghezza parete: 12 m 	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">PARETE 5</th> <th rowspan="2"></th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NRd,compr</td> <td>t</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> <td>2880</td> </tr> <tr> <td>NRd, traz</td> <td>t</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> <td>115</td> </tr> <tr> <td>TRd</td> <td>t</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> <td>262</td> </tr> <tr> <td>MRd</td> <td>tm</td> <td>923</td> <td>1069</td> <td>1217</td> <td>1372</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 5		Piani				1	2	3	4	NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880	NRd, traz	t	115	115	115	115	TRd	t	262	262	262	262	MRd	tm	923	1069	1217	1372	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">PARETE 5</th> <th rowspan="2"></th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nstat-SLU</td> <td>t</td> <td>-27</td> <td>-62</td> <td>-99</td> <td>-139</td> </tr> <tr> <td>Nstat</td> <td>t</td> <td>-20</td> <td>-47</td> <td>-75</td> <td>-105</td> </tr> <tr> <td>Tsism,Y</td> <td>t</td> <td>5</td> <td>10.9</td> <td>18.6</td> <td>24.6</td> </tr> <tr> <td>Msism,Y</td> <td>tm</td> <td>6</td> <td>11.1</td> <td>25.8</td> <td>46.7</td> </tr> <tr> <td>Nsism,X</td> <td>t</td> <td>1.5</td> <td>5.8</td> <td>17.4</td> <td>29.8</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 5		Piani				1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-27	-62	-99	-139	Nstat	t	-20	-47	-75	-105	Tsism,Y	t	5	10.9	18.6	24.6	Msism,Y	tm	6	11.1	25.8	46.7	Nsism,X	t	1.5	5.8	17.4	29.8
	PARETE 5				Piani																																																																							
		1	2		3	4																																																																						
	NRd,compr	t	2880	2880	2880	2880																																																																						
	NRd, traz	t	115	115	115	115																																																																						
	TRd	t	262	262	262	262																																																																						
MRd	tm	923	1069	1217	1372																																																																							
PARETE 5		Piani																																																																										
		1	2	3	4																																																																							
Nstat-SLU	t	-27	-62	-99	-139																																																																							
Nstat	t	-20	-47	-75	-105																																																																							
Tsism,Y	t	5	10.9	18.6	24.6																																																																							
Msism,Y	tm	6	11.1	25.8	46.7																																																																							
Nsism,X	t	1.5	5.8	17.4	29.8																																																																							

23.2.2 Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi

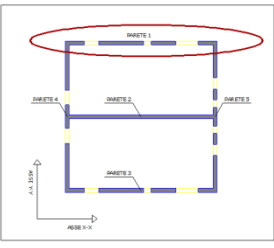
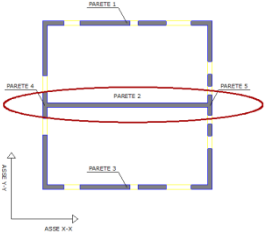
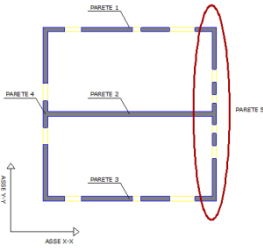
Tabella 23-2. Accelerazioni spettrali (esprese in g) che determinano i possibili meccanismi di crisi della tipologia di edificio A-PEDA.

SISMA IN DIREZIONE X				SISMA IN DIREZIONE Y		
Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 5 cm x 5 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	16,164	9,183	6,288	11,732	8,48	4,192
2	4,775	2,841	3,035	3,321	2,640	2,023
3	2,497	1,108	2,042	1,702	1,224	1,361
4	1,590	0,747	1,523	1,080	0,804	1,016

Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 10 cm x10 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	9,126	5,258	3,144	7,338	5,491	2,096
2	2,816	1,825	1,517	2,271	1,642	1,012
3	1,528	0,769	1,021	1,234	0,809	0,681
4	1,015	0,550	0,762	0,821	0,560	0,508

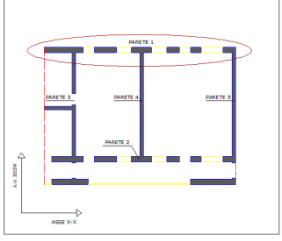
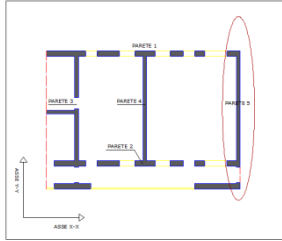
SISMA IN DIREZIONE X				SISMA IN DIREZIONE Y		

23.2.3 Tasso di lavoro a sforzo assiale

Parete 1 Larghezza parete: 12 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 1		Piani			
	V_{SLU}		1	2	3	4
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.008	0.017	0.026	0.035
		$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$	0.006	0.013	0.019	0.026
		0.001	0.002	0.005	0.008	
Parete 2 Larghezza parete: 12 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 2		Piani			
	V_{SLU}		1	2	3	4
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.023	0.041	0.057	0.071
		$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$	0.017	0.031	0.043	0.053
		0.000	0.000	0.000	0.000	
Parete 5 Larghezza parete: 12 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 5		Piani			
	V_{SLU}		1	2	3	4
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.009	0.022	0.034	0.048
		$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$	0.007	0.016	0.026	0.036
		0.001	0.002	0.006	0.010	

23.3 Tipologia B

23.3.1 Domanda vs. Capacità

Parete 1 Larghezza parete: 15.3 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="523 427 671 450">PARETE 1</th> <th colspan="4" data-bbox="671 427 995 450">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="523 450 671 472"></th> <th data-bbox="671 450 735 472">1</th> <th data-bbox="735 450 799 472">2</th> <th data-bbox="799 450 863 472">3</th> <th data-bbox="863 450 995 472">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="523 472 639 506">NRd,compr</td> <td data-bbox="639 472 671 506">t</td> <td data-bbox="671 472 735 506">3744</td> <td data-bbox="735 472 799 506">3744</td> <td data-bbox="799 472 863 506">3744</td> <td data-bbox="863 472 995 506">3744</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 506 639 539">NRd, traz</td> <td data-bbox="639 506 671 539">t</td> <td data-bbox="671 506 735 539">147</td> <td data-bbox="735 506 799 539">147</td> <td data-bbox="799 506 863 539">147</td> <td data-bbox="863 506 995 539">147</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 539 639 573">TRd</td> <td data-bbox="639 539 671 573">t</td> <td data-bbox="671 539 735 573">340</td> <td data-bbox="735 539 799 573">340</td> <td data-bbox="799 539 863 573">340</td> <td data-bbox="863 539 995 573">340</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 573 639 607">MRd</td> <td data-bbox="639 573 671 607">tm</td> <td data-bbox="671 573 735 607">1473</td> <td data-bbox="735 573 799 607">1656</td> <td data-bbox="799 573 863 607">1837</td> <td data-bbox="863 573 995 607">2015</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 1		Piani						1	2	3	4	NRd,compr	t	3744	3744	3744	3744	NRd, traz	t	147	147	147	147	TRd	t	340	340	340	340	MRd	tm	1473	1656	1837	2015	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1018 427 1166 450">PARETE 1</th> <th colspan="4" data-bbox="1166 427 1452 450">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1018 450 1166 472"></th> <th data-bbox="1166 450 1230 472">1</th> <th data-bbox="1230 450 1294 472">2</th> <th data-bbox="1294 450 1358 472">3</th> <th data-bbox="1358 450 1452 472">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="1018 472 1134 506">Nstat-SLU</td> <td data-bbox="1134 472 1166 506">t</td> <td data-bbox="1166 472 1230 506">-33</td> <td data-bbox="1230 472 1294 506">-73</td> <td data-bbox="1294 472 1358 506">-114</td> <td data-bbox="1358 472 1452 506">-154</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 506 1134 539">Nstat</td> <td data-bbox="1134 506 1166 539">t</td> <td data-bbox="1166 506 1230 539">-21</td> <td data-bbox="1230 506 1294 539">-47</td> <td data-bbox="1294 506 1358 539">-73</td> <td data-bbox="1358 506 1452 539">-99</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 539 1134 573">Tsism,X</td> <td data-bbox="1134 539 1166 573">t</td> <td data-bbox="1166 539 1230 573">4,4</td> <td data-bbox="1230 539 1294 573">11,7</td> <td data-bbox="1294 539 1358 573">17,8</td> <td data-bbox="1358 539 1452 573">23,8</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 573 1134 607">Msism,X</td> <td data-bbox="1134 573 1166 607">tm</td> <td data-bbox="1166 573 1230 607">11</td> <td data-bbox="1230 573 1294 607">45</td> <td data-bbox="1294 573 1358 607">90</td> <td data-bbox="1358 573 1452 607">148</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 607 1134 640">Nsism,Y</td> <td data-bbox="1134 607 1166 640">t</td> <td data-bbox="1166 607 1230 640">2,8</td> <td data-bbox="1230 607 1294 640">9,4</td> <td data-bbox="1294 607 1358 640">21,4</td> <td data-bbox="1358 607 1452 640">36,9</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 1		Piani						1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-33	-73	-114	-154	Nstat	t	-21	-47	-73	-99	Tsism,X	t	4,4	11,7	17,8	23,8	Msism,X	tm	11	45	90	148	Nsism,Y	t	2,8	9,4	21,4	36,9
PARETE 1		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
NRd,compr	t	3744	3744	3744	3744																																																																											
NRd, traz	t	147	147	147	147																																																																											
TRd	t	340	340	340	340																																																																											
MRd	tm	1473	1656	1837	2015																																																																											
PARETE 1		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
Nstat-SLU	t	-33	-73	-114	-154																																																																											
Nstat	t	-21	-47	-73	-99																																																																											
Tsism,X	t	4,4	11,7	17,8	23,8																																																																											
Msism,X	tm	11	45	90	148																																																																											
Nsism,Y	t	2,8	9,4	21,4	36,9																																																																											
Parete 5 Larghezza parete: 8.8 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="523 792 671 815">PARETE 5</th> <th colspan="4" data-bbox="671 792 995 815">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="523 815 671 837"></th> <th data-bbox="671 815 735 837">1</th> <th data-bbox="735 815 799 837">2</th> <th data-bbox="799 815 863 837">3</th> <th data-bbox="863 815 995 837">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="523 837 639 871">NRd,compr</td> <td data-bbox="639 837 671 871">t</td> <td data-bbox="671 837 735 871">2112</td> <td data-bbox="735 837 799 871">2112</td> <td data-bbox="799 837 863 871">2112</td> <td data-bbox="863 837 995 871">2112</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 871 639 904">NRd, traz</td> <td data-bbox="639 871 671 904">t</td> <td data-bbox="671 871 735 904">84</td> <td data-bbox="735 871 799 904">84</td> <td data-bbox="799 871 863 904">84</td> <td data-bbox="863 871 995 904">84</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 904 639 938">TRd</td> <td data-bbox="639 904 671 938">t</td> <td data-bbox="671 904 735 938">192</td> <td data-bbox="735 904 799 938">192</td> <td data-bbox="799 904 863 938">192</td> <td data-bbox="863 904 995 938">192</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 938 639 972">MRd</td> <td data-bbox="639 938 671 972">tm</td> <td data-bbox="671 938 735 972">528</td> <td data-bbox="735 938 799 972">607</td> <td data-bbox="799 938 863 972">692</td> <td data-bbox="863 938 995 972">779</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 5		Piani						1	2	3	4	NRd,compr	t	2112	2112	2112	2112	NRd, traz	t	84	84	84	84	TRd	t	192	192	192	192	MRd	tm	528	607	692	779	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1018 792 1166 815">PARETE 5</th> <th colspan="4" data-bbox="1166 792 1452 815">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1018 815 1166 837"></th> <th data-bbox="1166 815 1230 837">1</th> <th data-bbox="1230 815 1294 837">2</th> <th data-bbox="1294 815 1358 837">3</th> <th data-bbox="1358 815 1452 837">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="1018 837 1134 871">Nstat-SLU</td> <td data-bbox="1134 837 1166 871">t</td> <td data-bbox="1166 837 1230 871">-26</td> <td data-bbox="1230 837 1294 871">-56</td> <td data-bbox="1294 837 1358 871">-90</td> <td data-bbox="1358 837 1452 871">-126</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 871 1134 904">Nstat</td> <td data-bbox="1134 871 1166 904">t</td> <td data-bbox="1166 871 1230 904">-16</td> <td data-bbox="1230 871 1294 904">-36</td> <td data-bbox="1294 871 1358 904">-58</td> <td data-bbox="1358 871 1452 904">-81</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 904 1134 938">Tsism,Y</td> <td data-bbox="1134 904 1166 938">t</td> <td data-bbox="1166 904 1230 938">2,6</td> <td data-bbox="1230 904 1294 938">6,1</td> <td data-bbox="1294 904 1358 938">8,8</td> <td data-bbox="1358 904 1452 938">11,7</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 938 1134 972">Msism,Y</td> <td data-bbox="1134 938 1166 972">tm</td> <td data-bbox="1166 938 1230 972">5,7</td> <td data-bbox="1230 938 1294 972">18,8</td> <td data-bbox="1294 938 1358 972">36,8</td> <td data-bbox="1358 938 1452 972">59,7</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 972 1134 1005">Nsism,X</td> <td data-bbox="1134 972 1166 1005">t</td> <td data-bbox="1166 972 1230 1005">1,2</td> <td data-bbox="1230 972 1294 1005">3,7</td> <td data-bbox="1294 972 1358 1005">9,4</td> <td data-bbox="1358 972 1452 1005">18,7</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 5		Piani						1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-26	-56	-90	-126	Nstat	t	-16	-36	-58	-81	Tsism,Y	t	2,6	6,1	8,8	11,7	Msism,Y	tm	5,7	18,8	36,8	59,7	Nsism,X	t	1,2	3,7	9,4	18,7
PARETE 5		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
NRd,compr	t	2112	2112	2112	2112																																																																											
NRd, traz	t	84	84	84	84																																																																											
TRd	t	192	192	192	192																																																																											
MRd	tm	528	607	692	779																																																																											
PARETE 5		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
Nstat-SLU	t	-26	-56	-90	-126																																																																											
Nstat	t	-16	-36	-58	-81																																																																											
Tsism,Y	t	2,6	6,1	8,8	11,7																																																																											
Msism,Y	tm	5,7	18,8	36,8	59,7																																																																											
Nsism,X	t	1,2	3,7	9,4	18,7																																																																											

23.3.2 Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi

Tabella 23-3. Accelerazioni spettrali (espresse in g) che determinano i possibili meccanismi di crisi della tipologia di edificio B.

SISMA IN DIREZIONE X				SISMA IN DIREZIONE Y		
Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 5 cm x 5 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	12,299	8,529	4,690	9,234	6,217	3,972
2	3,678	3,307	2,337	2,683	2,128	1,979
3	1,894	1,536	1,560	1,372	1,056	1,321
4	1,214	0,895	1,170	0,874	0,683	0,991

Bar chart showing acceleration values (g) for different failure mechanisms in direction X for 5 cm x 5 cm mesh. The y-axis ranges from 0 to 14. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. The legend includes: Snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

Floors	Snervamento pareti parallele	snervamento pareti perpendicolari	crisi a taglio pareti parallele
1	12.3	8.5	4.7
2	3.7	3.3	2.3
3	1.9	1.5	1.6
4	1.2	0.9	1.2

Bar chart showing acceleration values (g) for different failure mechanisms in direction Y for 5 cm x 5 cm mesh. The y-axis ranges from 0 to 10. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. The legend includes: Snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

Floors	Snervamento pareti parallele	snervamento pareti perpendicolari	crisi a taglio pareti parallele
1	9.2	6.2	4.0
2	2.7	2.1	2.0
3	1.4	1.1	1.3
4	0.9	0.7	1.0

Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 10 cm x10 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	7,900	4,931	2,345	5,660	3,483	1,986
2	2,537	2,140	1,168	1,782	1,314	0,990
3	1,392	1,076	0,780	0,945	0,699	0,661
4	0,934	0,664	0,585	0,616	0,476	0,496

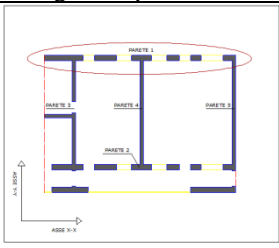
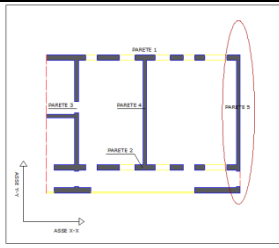
Bar chart showing acceleration values (g) for different failure mechanisms in direction X for 10 cm x 10 cm mesh. The y-axis ranges from 0 to 9. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. The legend includes: snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

Floors	snervamento pareti parallele	snervamento pareti perpendicolari	crisi a taglio pareti parallele
1	7.9	4.9	2.3
2	2.5	2.1	1.2
3	1.4	1.1	0.8
4	0.9	0.7	0.6

Bar chart showing acceleration values (g) for different failure mechanisms in direction Y for 10 cm x 10 cm mesh. The y-axis ranges from 0 to 6. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. The legend includes: snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

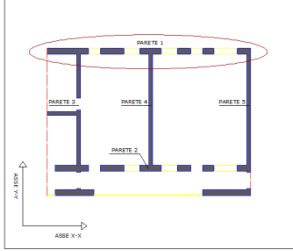
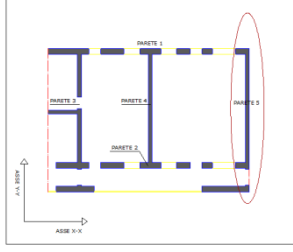
Floors	snervamento pareti parallele	snervamento pareti perpendicolari	crisi a taglio pareti parallele
1	5.7	3.5	2.0
2	1.8	1.3	1.0
3	0.9	0.7	0.7
4	0.6	0.5	0.5

23.3.3 Tasso di lavoro a sforzo assiale

Parete 1 Larghezza parete: 15.3 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 1		Piani			
			1	2	3	4
	V_{SLU}		0.009	0.019	0.030	0.041
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd,compressione}}$	0.006	0.013	0.019	0.026
$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd,compressione}}$		0.001	0.003	0.006	0.010	
Parete 5 Larghezza parete: 8.8 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 5		Piani			
			1	2	3	4
	V_{SLU}		0.012	0.027	0.043	0.060
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd,compressione}}$	0.008	0.017	0.027	0.038
$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd,compressione}}$		0.001	0.002	0.004	0.009	

23.4 Tipologia B - PEDA

23.4.1 Domanda vs. Capacità

Parete 1 Larghezza parete: 15.3 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="523 443 667 477">PARETE 1</th> <th colspan="4" data-bbox="673 430 992 454">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="523 454 667 477"></th> <th data-bbox="673 454 737 477">1</th> <th data-bbox="743 454 807 477">2</th> <th data-bbox="813 454 877 477">3</th> <th data-bbox="884 454 979 477">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="523 486 667 519">NRd,compr</td> <td data-bbox="667 486 683 519">t</td> <td data-bbox="673 486 737 519">3648</td> <td data-bbox="743 486 807 519">3648</td> <td data-bbox="813 486 877 519">3648</td> <td data-bbox="884 486 979 519">3648</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 528 667 562">NRd, traz</td> <td data-bbox="667 528 683 562">t</td> <td data-bbox="673 528 737 562">147</td> <td data-bbox="743 528 807 562">147</td> <td data-bbox="813 528 877 562">147</td> <td data-bbox="884 528 979 562">147</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 571 667 604">TRd</td> <td data-bbox="667 571 683 604">t</td> <td data-bbox="673 571 737 604">332</td> <td data-bbox="743 571 807 604">332</td> <td data-bbox="813 571 877 604">332</td> <td data-bbox="884 571 979 604">332</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 613 667 647">MRd</td> <td data-bbox="667 613 683 647">tm</td> <td data-bbox="673 613 737 647">1393</td> <td data-bbox="743 613 807 647">1537</td> <td data-bbox="813 613 877 647">1680</td> <td data-bbox="884 613 979 647">1814</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 1		Piani						1	2	3	4	NRd,compr	t	3648	3648	3648	3648	NRd, traz	t	147	147	147	147	TRd	t	332	332	332	332	MRd	tm	1393	1537	1680	1814	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1018 443 1161 477">PARETE 1</th> <th colspan="4" data-bbox="1168 430 1444 454">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1018 454 1161 477"></th> <th data-bbox="1168 454 1232 477">1</th> <th data-bbox="1238 454 1302 477">2</th> <th data-bbox="1308 454 1372 477">3</th> <th data-bbox="1378 454 1442 477">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="1018 486 1161 519">Nstat-SLU</td> <td data-bbox="1161 486 1177 519">t</td> <td data-bbox="1168 486 1232 519">-33</td> <td data-bbox="1238 486 1302 519">-62</td> <td data-bbox="1308 486 1372 519">-94</td> <td data-bbox="1378 486 1442 519">-154</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 528 1161 562">Nstat</td> <td data-bbox="1161 528 1177 562">t</td> <td data-bbox="1168 528 1232 562">-19</td> <td data-bbox="1238 528 1302 562">-40</td> <td data-bbox="1308 528 1372 562">-61</td> <td data-bbox="1378 528 1442 562">-81</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 571 1161 604">Tsism,X</td> <td data-bbox="1161 571 1177 604">t</td> <td data-bbox="1168 571 1232 604">2,1</td> <td data-bbox="1238 571 1302 604">9,8</td> <td data-bbox="1308 571 1372 604">23,5</td> <td data-bbox="1378 571 1442 604">38</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 613 1161 647">Msism,X</td> <td data-bbox="1161 613 1177 647">tm</td> <td data-bbox="1168 613 1232 647">11</td> <td data-bbox="1238 613 1302 647">25</td> <td data-bbox="1308 613 1372 647">59</td> <td data-bbox="1378 613 1442 647">79</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 656 1161 689">Nsism,Y</td> <td data-bbox="1161 656 1177 689">t</td> <td data-bbox="1168 656 1232 689">2.8</td> <td data-bbox="1238 656 1302 689">9.8</td> <td data-bbox="1308 656 1372 689">23.5</td> <td data-bbox="1378 656 1442 689">37</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 1		Piani						1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-33	-62	-94	-154	Nstat	t	-19	-40	-61	-81	Tsism,X	t	2,1	9,8	23,5	38	Msism,X	tm	11	25	59	79	Nsism,Y	t	2.8	9.8	23.5	37
PARETE 1		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
NRd,compr	t	3648	3648	3648	3648																																																																											
NRd, traz	t	147	147	147	147																																																																											
TRd	t	332	332	332	332																																																																											
MRd	tm	1393	1537	1680	1814																																																																											
PARETE 1		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
Nstat-SLU	t	-33	-62	-94	-154																																																																											
Nstat	t	-19	-40	-61	-81																																																																											
Tsism,X	t	2,1	9,8	23,5	38																																																																											
Msism,X	tm	11	25	59	79																																																																											
Nsism,Y	t	2.8	9.8	23.5	37																																																																											
Parete 5 Larghezza parete: 8.8 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="523 810 667 844">PARETE 5</th> <th colspan="4" data-bbox="673 797 992 822">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="523 844 667 866"></th> <th data-bbox="673 844 737 866">1</th> <th data-bbox="743 844 807 866">2</th> <th data-bbox="813 844 877 866">3</th> <th data-bbox="884 844 979 866">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="523 875 667 909">NRd,compr</td> <td data-bbox="667 875 683 909">t</td> <td data-bbox="673 875 737 909">2112</td> <td data-bbox="743 875 807 909">2112</td> <td data-bbox="813 875 877 909">2112</td> <td data-bbox="884 875 979 909">2112</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 918 667 952">NRd, traz</td> <td data-bbox="667 918 683 952">t</td> <td data-bbox="673 918 737 952">84</td> <td data-bbox="743 918 807 952">84</td> <td data-bbox="813 918 877 952">84</td> <td data-bbox="884 918 979 952">84</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 960 667 994">TRd</td> <td data-bbox="667 960 683 994">t</td> <td data-bbox="673 960 737 994">192</td> <td data-bbox="743 960 807 994">192</td> <td data-bbox="813 960 877 994">192</td> <td data-bbox="884 960 979 994">192</td> </tr> <tr> <td data-bbox="523 1003 667 1037">MRd</td> <td data-bbox="667 1003 683 1037">tm</td> <td data-bbox="673 1003 737 1037">512</td> <td data-bbox="743 1003 807 1037">583</td> <td data-bbox="813 1003 877 1037">642</td> <td data-bbox="884 1003 979 1037">700</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 5		Piani						1	2	3	4	NRd,compr	t	2112	2112	2112	2112	NRd, traz	t	84	84	84	84	TRd	t	192	192	192	192	MRd	tm	512	583	642	700	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1018 810 1161 844">PARETE 5</th> <th colspan="4" data-bbox="1168 797 1444 822">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1018 844 1161 866"></th> <th data-bbox="1168 844 1232 866">1</th> <th data-bbox="1238 844 1302 866">2</th> <th data-bbox="1308 844 1372 866">3</th> <th data-bbox="1378 844 1442 866">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="1018 875 1161 909">Nstat-SLU</td> <td data-bbox="1161 875 1177 909">t</td> <td data-bbox="1168 875 1232 909">-22</td> <td data-bbox="1238 875 1302 909">-43</td> <td data-bbox="1308 875 1372 909">-70</td> <td data-bbox="1378 875 1442 909">-104</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 918 1161 952">Nstat</td> <td data-bbox="1161 918 1177 952">t</td> <td data-bbox="1168 918 1232 952">-12</td> <td data-bbox="1238 918 1302 952">-30</td> <td data-bbox="1308 918 1372 952">-45</td> <td data-bbox="1378 918 1442 952">-60</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 960 1161 994">Tsism,Y</td> <td data-bbox="1161 960 1177 994">t</td> <td data-bbox="1168 960 1232 994">3.6</td> <td data-bbox="1238 960 1302 994">6.4</td> <td data-bbox="1308 960 1372 994">9.7</td> <td data-bbox="1378 960 1442 994">11.5</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 1003 1161 1037">Msism,Y</td> <td data-bbox="1161 1003 1177 1037">tm</td> <td data-bbox="1168 1003 1232 1037">4.9</td> <td data-bbox="1238 1003 1302 1037">14.9</td> <td data-bbox="1308 1003 1372 1037">36</td> <td data-bbox="1378 1003 1442 1037">58.6</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1018 1046 1161 1079">Nsism,X</td> <td data-bbox="1161 1046 1177 1079">t</td> <td data-bbox="1168 1046 1232 1079">1.2</td> <td data-bbox="1238 1046 1302 1079">3.9</td> <td data-bbox="1308 1046 1372 1079">9.3</td> <td data-bbox="1378 1046 1442 1079">13</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 5		Piani						1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-22	-43	-70	-104	Nstat	t	-12	-30	-45	-60	Tsism,Y	t	3.6	6.4	9.7	11.5	Msism,Y	tm	4.9	14.9	36	58.6	Nsism,X	t	1.2	3.9	9.3	13
PARETE 5		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
NRd,compr	t	2112	2112	2112	2112																																																																											
NRd, traz	t	84	84	84	84																																																																											
TRd	t	192	192	192	192																																																																											
MRd	tm	512	583	642	700																																																																											
PARETE 5		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
Nstat-SLU	t	-22	-43	-70	-104																																																																											
Nstat	t	-12	-30	-45	-60																																																																											
Tsism,Y	t	3.6	6.4	9.7	11.5																																																																											
Msism,Y	tm	4.9	14.9	36	58.6																																																																											
Nsism,X	t	1.2	3.9	9.3	13																																																																											

23.4.2 Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi

Tabella 23-4. Accelerazioni spettrali (esprese in g) che determinano i possibili meccanismi di crisi della tipologia di edificio B-PEDA.

SISMA IN DIREZIONE X				SISMA IN DIREZIONE Y		
Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 5 cm x 5 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	11,022	8,259	4,284	8,325	6,228	3,716
2	3,972	2,115	2,667	2,975	1,930	2,313
3	1,594	1,059	1,428	1,186	0,894	1,239
4	1,061	0,770	1,145	0,786	0,624	0,993

Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 10 cm x10 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	6,860	4,598	2,142	6,208	3,466	3,716
2	2,687	1,330	1,333	2,317	1,169	2,313
3	1,139	0,711	0,714	0,951	0,577	1,239
4	0,789	0,543	0,572	0,644	0,422	0,993

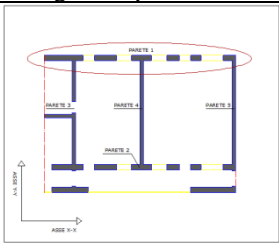
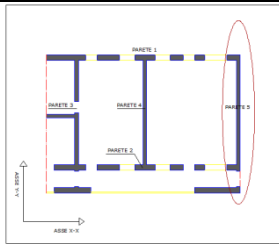
Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 5 cm x 5 cm in Direzione X. The chart compares three failure mechanisms across four floors (1-4). The y-axis ranges from 0 to 12. The legend indicates: blue bars for 'Snervamento pareti parallele', red bars for 'snervamento pareti perpendicolari', and green bars for 'crisi a taglio pareti parallele'.

Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 5 cm x 5 cm in Direzione Y. The chart compares three failure mechanisms across four floors (1-4). The y-axis ranges from 0 to 9. The legend indicates: blue bars for 'Snervamento pareti parallele', red bars for 'snervamento pareti perpendicolari', and green bars for 'crisi a taglio pareti parallele'.

Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 10 cm x10 cm in Direzione X. The chart compares three failure mechanisms across four floors (1-4). The y-axis ranges from 0 to 8. The legend indicates: blue bars for 'Snervamento pareti parallele', red bars for 'snervamento pareti perpendicolari', and green bars for 'crisi a taglio pareti parallele'.

Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 10 cm x10 cm in Direzione Y. The chart compares three failure mechanisms across four floors (1-4). The y-axis ranges from 0 to 7. The legend indicates: blue bars for 'Snervamento pareti parallele', red bars for 'snervamento pareti perpendicolari', and green bars for 'crisi a taglio pareti parallele'.

23.4.3 Tasso di lavoro a sforzo assiale

Parete 1 Larghezza parete: 15.3 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 1		Piani			
			1	2	3	4
	V_{SLU}		0.009	0.017	0.026	0.042
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd,compressione}}$	0.005	0.011	0.017	0.022
$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd,compressione}}$		0.001	0.003	0.006	0.010	
Parete 5 Larghezza parete: 8.8 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 5		Piani			
			1	2	3	4
	V_{SLU}		0.010	0.020	0.033	0.049
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd,compressione}}$	0.006	0.014	0.021	0.028
$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd,compressione}}$		0.001	0.002	0.004	0.006	

23.5 Tipologia C

23.5.1 Domanda vs. Capacità

Parete 1 Larghezza parete: 8.6 m	Resistenze					Sollecitazioni						
	PARETE 1	Piani				PARETE 1	Piani					
	NRd,comp	t	2064	2064	2064	2064	Nstat-SLU	t	-25	-49	-81	-108
	NRd, traz	t	83	83	83	83	Nstat	t	-17	-34	-51	-68
	TRd	t	187	187	187	187	Tsism,X	t	3,4	8	12	16
	MRd	tm	512	577	642	705	Msism,X	tm	5,5	9	15	24
						Nsism,Y	t	1.1	3.8	8.9	16	
Parete 4 Larghezza parete: 11 m	Resistenze					Sollecitazioni						
	PARETE 4	Piani				PARETE 4	Piani					
	NRd,comp	t	2640	2640	2640	2640	Nstat-SLU	t	-42	-85	129	-173
	NRd, traz	t	105	105	105	105	Nstat	t	-27	-54	-82	-110
	TRd	t	240	240	240	240	Tsism,Y	t	3,5	7,8	11,7	16,1
	MRd	tm	829	962	1096	1227	Msism,Y	tm	6,5	21,2	44,1	74,8
						Nsism,X	t	1.6	5.9	14.7	26.1	

23.5.2 Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi

Tabella 23-5. Accelerazioni spettrali (esprese in g) che determinano i possibili meccanismi di crisi della tipologia di edificio C.

SISMA IN DIREZIONE X				SISMA IN DIREZIONE Y		
Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 5 cm x 5 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	11,203	8,434	4,400	13,596	9,217	5,647
2	3,299	2,745	2,187	4,009	3,115	2,807
3	1,703	1,292	1,461	2,069	1,521	1,875
4	1,090	0,835	1,097	1,323	0,947	1,408

Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 5 cm x 5 cm in Direzione X. The y-axis ranges from 0 to 12. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. For each floor, three bars represent: Snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 5 cm x 5 cm in Direzione Y. The y-axis ranges from 0 to 16. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. For each floor, three bars represent: Snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 10 cm x10 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	7,284	5,061	2,212	8,936	5,381	2,824
2	2,334	1,830	1,099	2,866	2,005	1,404
3	1,276	0,925	0,734	1,565	1,047	0,938
4	0,851	0,628	0,551	1,042	0,684	0,704

Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 10 cm x10 cm in Direzione X. The y-axis ranges from 0 to 8. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. For each floor, three bars represent: Snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

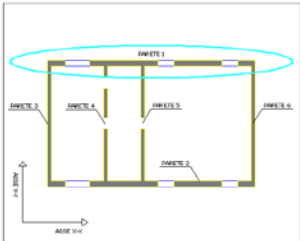
Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 10 cm x10 cm in Direzione Y. The y-axis ranges from 0 to 10. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. For each floor, three bars represent: Snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

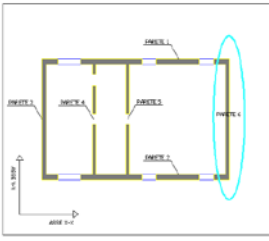
23.5.3 Tasso di lavoro a sforzo assiale

Parete 1 Larghezza parete: 8.6 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 1		Piani			
	V_{SLU}		1	2	3	4
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.012	0.024	0.039	0.052
		$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$	0.008	0.016	0.025	0.033
		0.001	0.002	0.004	0.008	
Parete 4 Larghezza parete: 11 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 4		Piani			
	V_{SLU}		1	2	3	4
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.016	0.032	0.049	0.066
		$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$	0.010	0.020	0.031	0.042
		0.001	0.002	0.006	0.010	

23.6 Tipologia D

23.6.1 Domanda vs. Capacità

Parete 1 Larghezza parete: 15 m	Resistenze					Sollecitazioni																												
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="545 427 657 454">PARETE 1</th> <th colspan="4" data-bbox="657 427 992 454">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2"></th> <th data-bbox="657 454 769 481">1</th> <th data-bbox="769 454 880 481">2</th> <th data-bbox="880 454 992 481">3</th> <th data-bbox="992 454 1104 481">4</th> </tr> </thead> </table>					PARETE 1		Piani						1	2	3	4	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1024 427 1136 454">PARETE 1</th> <th colspan="4" data-bbox="1136 427 1439 454">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2"></th> <th data-bbox="1136 454 1248 481">1</th> <th data-bbox="1248 454 1359 481">2</th> <th data-bbox="1359 454 1471 481">3</th> <th data-bbox="1471 454 1583 481">4</th> </tr> </thead> </table>					PARETE 1		Piani						1	2	3	4
	PARETE 1		Piani																															
			1	2	3	4																												
	PARETE 1		Piani																															
			1	2	3	4																												
<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="545 481 657 510">NRd,compr</td> <td data-bbox="657 481 769 510">t</td> <td data-bbox="769 481 880 510">3600</td> <td data-bbox="880 481 992 510">3600</td> <td data-bbox="992 481 1104 510">3600</td> <td data-bbox="1104 481 1216 510">3600</td> </tr> </tbody> </table>	NRd,compr	t	3600	3600	3600	3600	<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="1024 481 1136 510">Nstat-SLU</td> <td data-bbox="1136 481 1248 510">t</td> <td data-bbox="1248 481 1359 510">-31</td> <td data-bbox="1359 481 1471 510">-72</td> <td data-bbox="1471 481 1583 510">-114</td> <td data-bbox="1583 481 1596 510">-160</td> </tr> </tbody> </table>	Nstat-SLU	t	-31	-72	-114	-160																					
NRd,compr	t	3600	3600	3600	3600																													
Nstat-SLU	t	-31	-72	-114	-160																													
<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="545 510 657 539">NRd, traz</td> <td data-bbox="657 510 769 539">t</td> <td data-bbox="769 510 880 539">144</td> <td data-bbox="880 510 992 539">144</td> <td data-bbox="992 510 1104 539">144</td> <td data-bbox="1104 510 1216 539">144</td> </tr> </tbody> </table>	NRd, traz	t	144	144	144	144	<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="1024 510 1136 539">Nstat</td> <td data-bbox="1136 510 1248 539">t</td> <td data-bbox="1248 510 1359 539">-20</td> <td data-bbox="1359 510 1471 539">-46</td> <td data-bbox="1471 510 1583 539">-73</td> <td data-bbox="1583 510 1596 539">-99</td> </tr> </tbody> </table>	Nstat	t	-20	-46	-73	-99																					
NRd, traz	t	144	144	144	144																													
Nstat	t	-20	-46	-73	-99																													
<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="545 566 657 595">TRd</td> <td data-bbox="657 566 769 595">t</td> <td data-bbox="769 566 880 595">327</td> <td data-bbox="880 566 992 595">327</td> <td data-bbox="992 566 1104 595">327</td> <td data-bbox="1104 566 1216 595">327</td> </tr> </tbody> </table>	TRd	t	327	327	327	327	<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="1024 566 1136 595">Tsism,X</td> <td data-bbox="1136 566 1248 595">t</td> <td data-bbox="1248 566 1359 595">4,4</td> <td data-bbox="1359 566 1471 595">12,4</td> <td data-bbox="1471 566 1583 595">20,4</td> <td data-bbox="1583 566 1596 595">26,7</td> </tr> </tbody> </table>	Tsism,X	t	4,4	12,4	20,4	26,7																					
TRd	t	327	327	327	327																													
Tsism,X	t	4,4	12,4	20,4	26,7																													
<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="545 622 657 651">MRd</td> <td data-bbox="657 622 769 651">tm</td> <td data-bbox="769 622 880 651">1367</td> <td data-bbox="880 622 992 651">1543</td> <td data-bbox="992 622 1104 651">1723</td> <td data-bbox="1104 622 1216 651">1894</td> </tr> </tbody> </table>	MRd	tm	1367	1543	1723	1894	<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="1024 622 1136 651">Msism,X</td> <td data-bbox="1136 622 1248 651">tm</td> <td data-bbox="1248 622 1359 651">7,1</td> <td data-bbox="1359 622 1471 651">23</td> <td data-bbox="1471 622 1583 651">46</td> <td data-bbox="1583 622 1596 651">72</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1024 651 1136 680">Nsism,Y</td> <td data-bbox="1136 651 1248 680">t</td> <td data-bbox="1248 651 1359 680">2,1</td> <td data-bbox="1359 651 1471 680">6,8</td> <td data-bbox="1471 651 1583 680">17,1</td> <td data-bbox="1583 651 1596 680">29,1</td> </tr> </tbody> </table>	Msism,X	tm	7,1	23	46	72	Nsism,Y	t	2,1	6,8	17,1	29,1															
MRd	tm	1367	1543	1723	1894																													
Msism,X	tm	7,1	23	46	72																													
Nsism,Y	t	2,1	6,8	17,1	29,1																													

Parete 6 Larghezza parete: 9.5 m	Resistenze					Sollecitazioni																												
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="545 817 657 844">PARETE 6</th> <th colspan="4" data-bbox="657 817 992 844">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2"></th> <th data-bbox="657 844 769 871">1</th> <th data-bbox="769 844 880 871">2</th> <th data-bbox="880 844 992 871">3</th> <th data-bbox="992 844 1104 871">4</th> </tr> </thead> </table>					PARETE 6		Piani						1	2	3	4	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1024 817 1136 844">PARETE 6</th> <th colspan="4" data-bbox="1136 817 1439 844">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2"></th> <th data-bbox="1136 844 1248 871">1</th> <th data-bbox="1248 844 1359 871">2</th> <th data-bbox="1359 844 1471 871">3</th> <th data-bbox="1471 844 1583 871">4</th> </tr> </thead> </table>					PARETE 6		Piani						1	2	3	4
	PARETE 6		Piani																															
			1	2	3	4																												
	PARETE 6		Piani																															
			1	2	3	4																												
<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="545 844 657 873">NRd,compr</td> <td data-bbox="657 844 769 873">t</td> <td data-bbox="769 844 880 873">2280</td> <td data-bbox="880 844 992 873">2280</td> <td data-bbox="992 844 1104 873">2280</td> <td data-bbox="1104 844 1216 873">2280</td> </tr> </tbody> </table>	NRd,compr	t	2280	2280	2280	2280	<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="1024 844 1136 873">Nstat-SLU</td> <td data-bbox="1136 844 1248 873">t</td> <td data-bbox="1248 844 1359 873">-32</td> <td data-bbox="1359 844 1471 873">-66</td> <td data-bbox="1471 844 1583 873">-102</td> <td data-bbox="1583 844 1596 873">-141</td> </tr> </tbody> </table>	Nstat-SLU	t	-32	-66	-102	-141																					
NRd,compr	t	2280	2280	2280	2280																													
Nstat-SLU	t	-32	-66	-102	-141																													
<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="545 878 657 907">NRd, traz</td> <td data-bbox="657 878 769 907">t</td> <td data-bbox="769 878 880 907">91</td> <td data-bbox="880 878 992 907">91</td> <td data-bbox="992 878 1104 907">91</td> <td data-bbox="1104 878 1216 907">91</td> </tr> </tbody> </table>	NRd, traz	t	91	91	91	91	<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="1024 878 1136 907">Nstat</td> <td data-bbox="1136 878 1248 907">t</td> <td data-bbox="1248 878 1359 907">-16</td> <td data-bbox="1359 878 1471 907">-33</td> <td data-bbox="1471 878 1583 907">-50</td> <td data-bbox="1583 878 1596 907">-68</td> </tr> </tbody> </table>	Nstat	t	-16	-33	-50	-68																					
NRd, traz	t	91	91	91	91																													
Nstat	t	-16	-33	-50	-68																													
<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="545 934 657 963">TRd</td> <td data-bbox="657 934 769 963">t</td> <td data-bbox="769 934 880 963">162</td> <td data-bbox="880 934 992 963">162</td> <td data-bbox="992 934 1104 963">162</td> <td data-bbox="1104 934 1216 963">162</td> </tr> </tbody> </table>	TRd	t	162	162	162	162	<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="1024 934 1136 963">Tsism,Y</td> <td data-bbox="1136 934 1248 963">t</td> <td data-bbox="1248 934 1359 963">3,5</td> <td data-bbox="1359 934 1471 963">7,6</td> <td data-bbox="1471 934 1583 963">12,4</td> <td data-bbox="1583 934 1596 963">16,5</td> </tr> </tbody> </table>	Tsism,Y	t	3,5	7,6	12,4	16,5																					
TRd	t	162	162	162	162																													
Tsism,Y	t	3,5	7,6	12,4	16,5																													
<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="545 990 657 1019">MRd</td> <td data-bbox="657 990 769 1019">tm</td> <td data-bbox="769 990 880 1019">602</td> <td data-bbox="880 990 992 1019">674</td> <td data-bbox="992 990 1104 1019">746</td> <td data-bbox="1104 990 1216 1019">820</td> </tr> </tbody> </table>	MRd	tm	602	674	746	820	<table border="1"> <tbody> <tr> <td data-bbox="1024 990 1136 1019">Msism,Y</td> <td data-bbox="1136 990 1248 1019">tm</td> <td data-bbox="1248 990 1359 1019">6,4</td> <td data-bbox="1359 990 1471 1019">18,8</td> <td data-bbox="1471 990 1583 1019">39,7</td> <td data-bbox="1583 990 1596 1019">63,5</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1024 1019 1136 1048">Nsism,X</td> <td data-bbox="1136 1019 1248 1048">t</td> <td data-bbox="1248 1019 1359 1048">1,15</td> <td data-bbox="1359 1019 1471 1048">4,2</td> <td data-bbox="1471 1019 1583 1048">11,2</td> <td data-bbox="1583 1019 1596 1048">19,7</td> </tr> </tbody> </table>	Msism,Y	tm	6,4	18,8	39,7	63,5	Nsism,X	t	1,15	4,2	11,2	19,7															
MRd	tm	602	674	746	820																													
Msism,Y	tm	6,4	18,8	39,7	63,5																													
Nsism,X	t	1,15	4,2	11,2	19,7																													

23.6.2 Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi

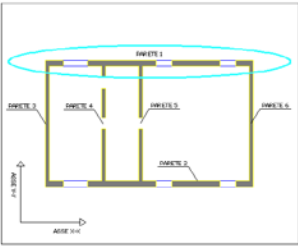
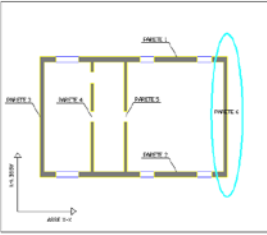
Tabella 23-6. Accelerazioni spettrali (esprese in g) che determinano i possibili meccanismi di crisi della tipologia di edificio D.

SISMA IN DIREZIONE X				SISMA IN DIREZIONE Y		
Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 5 cm x 5 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	13,272	9,497	4,917	13,272	7,849	6,226
2	3,862	3,005	2,459	3,862	2,841	3,113
3	1,962	1,279	1,639	1,962	1,288	2,075
4	1,238	0,818	1,227	1,238	0,846	1,553

Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 10 cm x10 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	8,328	5,444	2,466	7,974	4,394	3,098
2	2,637	1,895	1,233	2,489	1,759	1,549
3	1,422	0,863	0,822	1,327	0,857	1,033
4	0,938	0,582	0,615	0,870	0,593	0,773

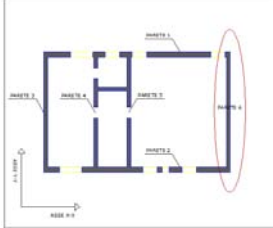
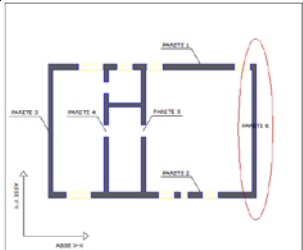
SISMA IN DIREZIONE X				SISMA IN DIREZIONE Y		

23.6.3 Tasso di lavoro a sforzo assiale

Parete 1 Larghezza parete: 15 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 1		Piani			
	V_{SLU}		1	2	3	4
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.009	0.020	0.032	0.044
		$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$	0.006	0.013	0.020	0.028
		0.001	0.002	0.005	0.008	
Parete 6 Larghezza parete: 9.5 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 6		Piani			
	V_{SLU}		1	2	3	4
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.014	0.029	0.045	0.062
		$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$	0.007	0.014	0.022	0.030
		0.001	0.002	0.005	0.009	

23.7 Tipologia D -PEDA

23.7.1 Domanda vs. Capacità

Parete 1 Larghezza parete: 15.3 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="528 427 667 472">PARETE 1</th> <th colspan="4" data-bbox="667 427 979 450">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="528 450 667 472"></th> <th data-bbox="667 450 730 472">1</th> <th data-bbox="730 450 794 472">2</th> <th data-bbox="794 450 858 472">3</th> <th data-bbox="858 450 979 472">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="528 472 639 506">NRd,compr</td> <td data-bbox="639 472 667 506">t</td> <td data-bbox="667 472 730 506">3672</td> <td data-bbox="730 472 794 506">3672</td> <td data-bbox="794 472 858 506">3672</td> <td data-bbox="858 472 979 506">3672</td> </tr> <tr> <td data-bbox="528 506 639 539">NRd, traz</td> <td data-bbox="639 506 667 539">t</td> <td data-bbox="667 506 730 539">147</td> <td data-bbox="730 506 794 539">147</td> <td data-bbox="794 506 858 539">147</td> <td data-bbox="858 506 979 539">147</td> </tr> <tr> <td data-bbox="528 539 639 573">TRd</td> <td data-bbox="639 539 667 573">t</td> <td data-bbox="667 539 730 573">327</td> <td data-bbox="730 539 794 573">327</td> <td data-bbox="794 539 858 573">327</td> <td data-bbox="858 539 979 573">327</td> </tr> <tr> <td data-bbox="528 573 639 607">MRd</td> <td data-bbox="639 573 667 607">tm</td> <td data-bbox="667 573 730 607">1367</td> <td data-bbox="730 573 794 607">1543</td> <td data-bbox="794 573 858 607">1723</td> <td data-bbox="858 573 979 607">1894</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 1		Piani						1	2	3	4	NRd,compr	t	3672	3672	3672	3672	NRd, traz	t	147	147	147	147	TRd	t	327	327	327	327	MRd	tm	1367	1543	1723	1894	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1023 427 1161 472">PARETE 1</th> <th colspan="4" data-bbox="1161 427 1442 450">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1023 450 1161 472"></th> <th data-bbox="1161 450 1225 472">1</th> <th data-bbox="1225 450 1289 472">2</th> <th data-bbox="1289 450 1353 472">3</th> <th data-bbox="1353 450 1442 472">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="1023 472 1134 506">Nstat-SLU</td> <td data-bbox="1134 472 1161 506">t</td> <td data-bbox="1161 472 1225 506">-31</td> <td data-bbox="1225 472 1289 506">-72</td> <td data-bbox="1289 472 1353 506">-115</td> <td data-bbox="1353 472 1442 506">-157</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1023 506 1134 539">Nstat</td> <td data-bbox="1134 506 1161 539">t</td> <td data-bbox="1161 506 1225 539">-22</td> <td data-bbox="1225 506 1289 539">-47</td> <td data-bbox="1289 506 1353 539">-73</td> <td data-bbox="1353 506 1442 539">-100</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1023 539 1134 573">Tsism,X</td> <td data-bbox="1134 539 1161 573">t</td> <td data-bbox="1161 539 1225 573">4,7</td> <td data-bbox="1225 539 1289 573">11,4</td> <td data-bbox="1289 539 1353 573">19,4</td> <td data-bbox="1353 539 1442 573">25</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1023 573 1134 607">Msism,X</td> <td data-bbox="1134 573 1161 607">tm</td> <td data-bbox="1161 573 1225 607">6,4</td> <td data-bbox="1225 573 1289 607">20</td> <td data-bbox="1289 573 1353 607">40</td> <td data-bbox="1353 573 1442 607">64</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1023 607 1134 640">Nsism,Y</td> <td data-bbox="1134 607 1161 640">t</td> <td data-bbox="1161 607 1225 640">1,7</td> <td data-bbox="1225 607 1289 640">7,9</td> <td data-bbox="1289 607 1353 640">20</td> <td data-bbox="1353 607 1442 640">34,5</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 1		Piani						1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-31	-72	-115	-157	Nstat	t	-22	-47	-73	-100	Tsism,X	t	4,7	11,4	19,4	25	Msism,X	tm	6,4	20	40	64	Nsism,Y	t	1,7	7,9	20	34,5
PARETE 1		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
NRd,compr	t	3672	3672	3672	3672																																																																											
NRd, traz	t	147	147	147	147																																																																											
TRd	t	327	327	327	327																																																																											
MRd	tm	1367	1543	1723	1894																																																																											
PARETE 1		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
Nstat-SLU	t	-31	-72	-115	-157																																																																											
Nstat	t	-22	-47	-73	-100																																																																											
Tsism,X	t	4,7	11,4	19,4	25																																																																											
Msism,X	tm	6,4	20	40	64																																																																											
Nsism,Y	t	1,7	7,9	20	34,5																																																																											
Parete 6 Larghezza parete: 9.6 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																														
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="528 790 667 835">PARETE 6</th> <th colspan="4" data-bbox="667 790 979 813">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="528 835 667 857"></th> <th data-bbox="667 835 730 857">1</th> <th data-bbox="730 835 794 857">2</th> <th data-bbox="794 835 858 857">3</th> <th data-bbox="858 835 979 857">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="528 857 639 891">NRd,compr</td> <td data-bbox="639 857 667 891">t</td> <td data-bbox="667 857 730 891">2304</td> <td data-bbox="730 857 794 891">2304</td> <td data-bbox="794 857 858 891">2304</td> <td data-bbox="858 857 979 891">2304</td> </tr> <tr> <td data-bbox="528 891 639 925">NRd, traz</td> <td data-bbox="639 891 667 925">t</td> <td data-bbox="667 891 730 925">92</td> <td data-bbox="730 891 794 925">92</td> <td data-bbox="794 891 858 925">92</td> <td data-bbox="858 891 979 925">92</td> </tr> <tr> <td data-bbox="528 925 639 958">TRd</td> <td data-bbox="639 925 667 958">t</td> <td data-bbox="667 925 730 958">218</td> <td data-bbox="730 925 794 958">218</td> <td data-bbox="794 925 858 958">218</td> <td data-bbox="858 925 979 958">218</td> </tr> <tr> <td data-bbox="528 958 639 992">MRd</td> <td data-bbox="639 958 667 992">tm</td> <td data-bbox="667 958 730 992">670</td> <td data-bbox="730 958 794 992">765</td> <td data-bbox="794 958 858 992">862</td> <td data-bbox="858 958 979 992">961</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 6		Piani						1	2	3	4	NRd,compr	t	2304	2304	2304	2304	NRd, traz	t	92	92	92	92	TRd	t	218	218	218	218	MRd	tm	670	765	862	961	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1023 790 1161 835">PARETE 6</th> <th colspan="4" data-bbox="1161 790 1442 813">Piani</th> </tr> <tr> <th colspan="2" data-bbox="1023 835 1161 857"></th> <th data-bbox="1161 835 1225 857">1</th> <th data-bbox="1225 835 1289 857">2</th> <th data-bbox="1289 835 1353 857">3</th> <th data-bbox="1353 835 1442 857">4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td data-bbox="1023 857 1134 891">Nstat-SLU</td> <td data-bbox="1134 857 1161 891">t</td> <td data-bbox="1161 857 1225 891">-29</td> <td data-bbox="1225 857 1289 891">-62</td> <td data-bbox="1289 857 1353 891">-96</td> <td data-bbox="1353 857 1442 891">-133</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1023 891 1134 925">Nstat</td> <td data-bbox="1134 891 1161 925">t</td> <td data-bbox="1161 891 1225 925">-19</td> <td data-bbox="1225 891 1289 925">-40</td> <td data-bbox="1289 891 1353 925">-62</td> <td data-bbox="1353 891 1442 925">-85</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1023 925 1134 958">Tsism,Y</td> <td data-bbox="1134 925 1161 958">t</td> <td data-bbox="1161 925 1225 958">3,6</td> <td data-bbox="1225 925 1289 958">7,8</td> <td data-bbox="1289 925 1353 958">13</td> <td data-bbox="1353 925 1442 958">17,3</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1023 958 1134 992">Msism,Y</td> <td data-bbox="1134 958 1161 992">tm</td> <td data-bbox="1161 958 1225 992">6,6</td> <td data-bbox="1225 958 1289 992">20</td> <td data-bbox="1289 958 1353 992">41</td> <td data-bbox="1353 958 1442 992">63,7</td> </tr> <tr> <td data-bbox="1023 992 1134 1025">Nsism,X</td> <td data-bbox="1134 992 1161 1025">t</td> <td data-bbox="1161 992 1225 1025">1,15</td> <td data-bbox="1225 992 1289 1025">3,8</td> <td data-bbox="1289 992 1353 1025">10,6</td> <td data-bbox="1353 992 1442 1025">18,5</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 6		Piani						1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-29	-62	-96	-133	Nstat	t	-19	-40	-62	-85	Tsism,Y	t	3,6	7,8	13	17,3	Msism,Y	tm	6,6	20	41	63,7	Nsism,X	t	1,15	3,8	10,6	18,5
PARETE 6		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
NRd,compr	t	2304	2304	2304	2304																																																																											
NRd, traz	t	92	92	92	92																																																																											
TRd	t	218	218	218	218																																																																											
MRd	tm	670	765	862	961																																																																											
PARETE 6		Piani																																																																														
		1	2	3	4																																																																											
Nstat-SLU	t	-29	-62	-96	-133																																																																											
Nstat	t	-19	-40	-62	-85																																																																											
Tsism,Y	t	3,6	7,8	13	17,3																																																																											
Msism,Y	tm	6,6	20	41	63,7																																																																											
Nsism,X	t	1,15	3,8	10,6	18,5																																																																											

23.7.2 Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi

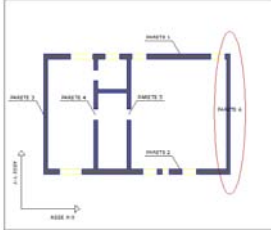
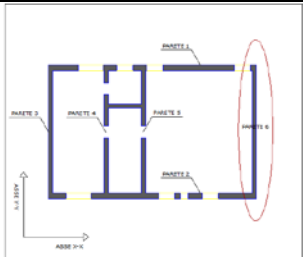
Tabella 23-7. Accelerazioni spettrali (esprese in g) che determinano i possibili meccanismi di crisi della tipologia di edificio D-PEDA.

SISMA IN DIREZIONE X				SISMA IN DIREZIONE Y		
Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 5 cm x 5 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	13,518	9,843	4,863	20,520	10,125	9,727
2	3,972	3,532	2,440	5,946	2,495	4,881
3	2,030	1,474	1,625	3,004	1,121	3,250
4	1,299	0,969	1,220	1,903	0,725	2,440

Armatura diffusa: ϕ 2.5 mm maglia 10 cm x10 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	8,465	5,748	2,403	8,043	5,710	3,022
2	2,712	2,292	1,206	2,545	1,545	1,516
3	1,474	1,029	0,803	1,372	0,744	1,010
4	0,988	0,714	0,603	0,913	0,507	0,758

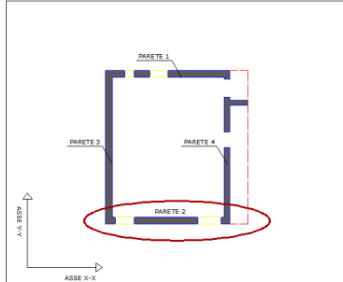
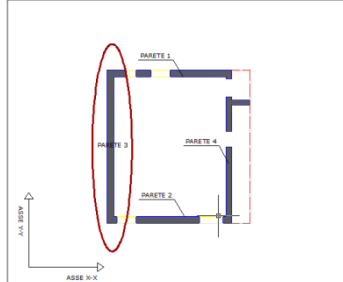
SISMA IN DIREZIONE X				SISMA IN DIREZIONE Y		

23.7.3 Tasso di lavoro a sforzo assiale

Parete 1 Larghezza parete: 15.3 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 1		Piani			
			1	2	3	4
	V_{SLU}		0.008	0.020	0.031	0.043
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.006	0.013	0.020	0.027
$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$		0.000	0.002	0.005	0.009	
Parete 6 Larghezza parete: 9.6 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 6		Piani			
			1	2	3	4
	V_{SLU}		0.013	0.027	0.042	0.058
	$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd.compressione}}$	0.008	0.017	0.027	0.037
$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd.compressione}}$		0.000	0.002	0.005	0.008	

23.8 Tipologia E

23.8.1 Domanda vs. Capacità

Parete 2 Larghezza parete: 8 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																										
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2">PARETE 2</th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NRd,comp</td> <td>t</td> <td>1920</td> <td>1920</td> <td>1920</td> <td>1920</td> </tr> <tr> <td>NRd, traz</td> <td>t</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> </tr> <tr> <td>TRd</td> <td>t</td> <td>174</td> <td>174</td> <td>174</td> <td>174</td> </tr> <tr> <td>MRd</td> <td>tm</td> <td>439</td> <td>489</td> <td>539</td> <td>591</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 2		Piani				1	2	3	4	NRd,comp	t	1920	1920	1920	1920	NRd, traz	t	77	77	77	77	TRd	t	174	174	174	174	MRd	tm	439	489	539	591	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2">PARETE 2</th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nstat-SLU</td> <td>t</td> <td>-20</td> <td>-42</td> <td>-65</td> <td>-88</td> </tr> <tr> <td>Nstat</td> <td>t</td> <td>-13</td> <td>-27</td> <td>-41</td> <td>-56</td> </tr> <tr> <td>Tsism,X</td> <td>t</td> <td>2,7</td> <td>6,7</td> <td>10</td> <td>13,4</td> </tr> <tr> <td>Msism,X</td> <td>tm</td> <td>4,5</td> <td>12</td> <td>22</td> <td>32</td> </tr> <tr> <td>Nsism,Y</td> <td>t</td> <td>1,13</td> <td>3,5</td> <td>9</td> <td>16</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 2		Piani				1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-20	-42	-65	-88	Nstat	t	-13	-27	-41	-56	Tsism,X	t	2,7	6,7	10	13,4	Msism,X	tm	4,5	12	22	32	Nsism,Y	t	1,13	3,5	9	16
PARETE 2				Piani																																																																								
		1	2	3	4																																																																							
NRd,comp	t	1920	1920	1920	1920																																																																							
NRd, traz	t	77	77	77	77																																																																							
TRd	t	174	174	174	174																																																																							
MRd	tm	439	489	539	591																																																																							
PARETE 2		Piani																																																																										
		1	2	3	4																																																																							
Nstat-SLU	t	-20	-42	-65	-88																																																																							
Nstat	t	-13	-27	-41	-56																																																																							
Tsism,X	t	2,7	6,7	10	13,4																																																																							
Msism,X	tm	4,5	12	22	32																																																																							
Nsism,Y	t	1,13	3,5	9	16																																																																							
Parete 3 Larghezza parete: 10 m	Resistenze	Sollecitazioni																																																																										
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2">PARETE 3</th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NRd,comp</td> <td>t</td> <td>2400</td> <td>2400</td> <td>2400</td> <td>2400</td> </tr> <tr> <td>NRd, traz</td> <td>t</td> <td>96</td> <td>96</td> <td>96</td> <td>96</td> </tr> <tr> <td>TRd</td> <td>t</td> <td>218</td> <td>218</td> <td>218</td> <td>218</td> </tr> <tr> <td>MRd</td> <td>tm</td> <td>670</td> <td>756</td> <td>844</td> <td>926</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 3		Piani				1	2	3	4	NRd,comp	t	2400	2400	2400	2400	NRd, traz	t	96	96	96	96	TRd	t	218	218	218	218	MRd	tm	670	756	844	926	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2" rowspan="2">PARETE 3</th> <th colspan="4">Piani</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> <th>3</th> <th>4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nstat-SLU</td> <td>t</td> <td>-29</td> <td>-60</td> <td>-90</td> <td>-119</td> </tr> <tr> <td>Nstat</td> <td>t</td> <td>-19</td> <td>-38</td> <td>-58</td> <td>-77</td> </tr> <tr> <td>Tsism,Y</td> <td>t</td> <td>2,8</td> <td>5,8</td> <td>9,6</td> <td>12,7</td> </tr> <tr> <td>Msism,Y</td> <td>tm</td> <td>5,5</td> <td>18</td> <td>38</td> <td>61</td> </tr> <tr> <td>Nsism,X</td> <td>t</td> <td>1,6</td> <td>5,3</td> <td>14</td> <td>25</td> </tr> </tbody> </table>	PARETE 3		Piani				1	2	3	4	Nstat-SLU	t	-29	-60	-90	-119	Nstat	t	-19	-38	-58	-77	Tsism,Y	t	2,8	5,8	9,6	12,7	Msism,Y	tm	5,5	18	38	61	Nsism,X	t	1,6	5,3	14	25
PARETE 3				Piani																																																																								
		1	2	3	4																																																																							
NRd,comp	t	2400	2400	2400	2400																																																																							
NRd, traz	t	96	96	96	96																																																																							
TRd	t	218	218	218	218																																																																							
MRd	tm	670	756	844	926																																																																							
PARETE 3		Piani																																																																										
		1	2	3	4																																																																							
Nstat-SLU	t	-29	-60	-90	-119																																																																							
Nstat	t	-19	-38	-58	-77																																																																							
Tsism,Y	t	2,8	5,8	9,6	12,7																																																																							
Msism,Y	tm	5,5	18	38	61																																																																							
Nsism,X	t	1,6	5,3	14	25																																																																							

23.8.2 Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi

Tabella 23-8. Accelerazioni spettrali (espresse in g) che determinano i possibili meccanismi di crisi della tipologia di edificio E.

SISMA IN DIREZIONE X				SISMA IN DIREZIONE Y		
Armatura diffusa: $\phi 2.5$ mm maglia 5 cm x 5 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	10,194	7,295	4,519	12,188	8,097	5,662
2	2,953	2,568	2,260	3,531	3,014	2,831
3	1,488	1,140	1,500	1,779	1,328	1,879
4	0,938	0,703	1,126	1,124	0,857	1,411

Armatura diffusa: $\phi 2.5$ mm maglia 10 cm x10 cm						
n° piani	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //	S _{ay} pareti //	S _{ay} pareti ⊥	S _a crisi a taglio pareti //
1	6,515	5,205	2,260	7,873	4,624	2,831
2	2,037	1,643	1,130	2,462	1,893	1,416
3	1,085	0,781	0,750	1,311	0,892	0,940
4	0,713	0,506	0,563	0,863	0,607	0,706

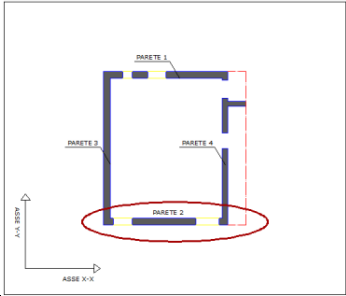
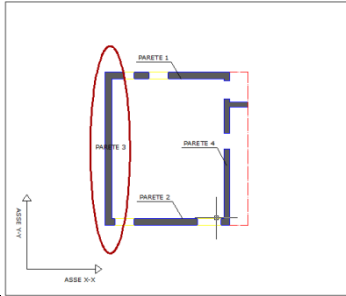
Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: $\phi 2.5$ mm maglia 5 cm x 5 cm in Direzione X. The y-axis ranges from 0 to 12. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. For each floor, three bars represent: Snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: $\phi 2.5$ mm maglia 5 cm x 5 cm in Direzione Y. The y-axis ranges from 0 to 14. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. For each floor, three bars represent: snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: $\phi 2.5$ mm maglia 10 cm x10 cm in Direzione X. The y-axis ranges from 0 to 7. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. For each floor, three bars represent: Snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

Bar chart showing spectral accelerations (g) for Armatura diffusa: $\phi 2.5$ mm maglia 10 cm x10 cm in Direzione Y. The y-axis ranges from 0 to 9. The x-axis shows floors 1, 2, 3, and 4. For each floor, three bars represent: Snervamento pareti parallele (blue), snervamento pareti perpendicolari (red), and crisi a taglio pareti parallele (green).

23.8.3 Tasso di lavoro a sforzo assiale

Parete 2 Larghezza parete: 8 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 1		Piani			
			1	2	3	4
	V_{SLU}		0.010	0.022	0.034	0.046
$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd,compressione}}$		0.007	0.014	0.021	0.029
	$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd,compressione}}$		0.001	0.002	0.005	0.008
Parete 3 Larghezza parete: 10 m		Tassi di lavoro a sforzo assiale				
	PARETE 3		Piani			
			1	2	3	4
	V_{SLU}		0.012	0.025	0.038	0.050
$V_{sismico}$	$\frac{N_{stat}}{N_{Rd,compressione}}$		0.008	0.016	0.024	0.032
	$\frac{N_{sism}(S_a = 0.1g)}{N_{Rd,compressione}}$		0.001	0.002	0.006	0.010

24 Discussione dei risultati ottenuti

24.1 Tassi di lavoro a sforzo assiale

In Figura 24.1 sono riportati i tassi di lavoro a sforzo assiale dovuti ai carichi gravitazionali statici applicati nella combinazione di stato limite ultimo ($v_{SLU} = N_{stat,SLU} / N_{Rd,compressione}$), ottenuti per le varie pareti considerate, in funzione del numero di piani di ciascun edificio.

In Figura 24.2 sono riportati i tassi di lavoro a sforzo assiale dovuti ai carichi gravitazionali che determinano gli effetti del sisma, ($v_{sismico}^{costante} = N_{stat} / N_{Rd,compressione}$), ottenuti per le varie pareti considerate, in funzione del numero di piani di ciascun edificio.

In Figura 24.3 sono riportati i tassi di lavoro a sforzo assiale dovuti all'effetto di "tira e spingi" generato da una accelerazione spettrale pari ad 0.1g, ($v_{sismico}^{S_a=0.1g} = N_{sism}(S_a = 0.1g) / N_{Rd,compressione}$) ottenuti per le varie pareti considerate, in funzione del numero di piani di ciascun edificio.

Per un fissato numero di piano, è stata fatta la media degli sforzi assiali valutati (i.e. v_{SLU} , $v_{sismico}^{costante}$, $v_{sismico}^{S_a=0.1g}$) per le pareti considerate in modo da individuarne l'ordine di grandezza.

L'andamento di v_{SLU} , $v_{sismico}^{costante}$ e di $v_{sismico}^{S_a=0.1g}$ in funzione del numero di piani è riportato in Figura 24.4. Osservando i risultati riportati in Figura 24.4, è possibile notare che i tassi di lavoro delle pareti sandwich sono molto bassi.

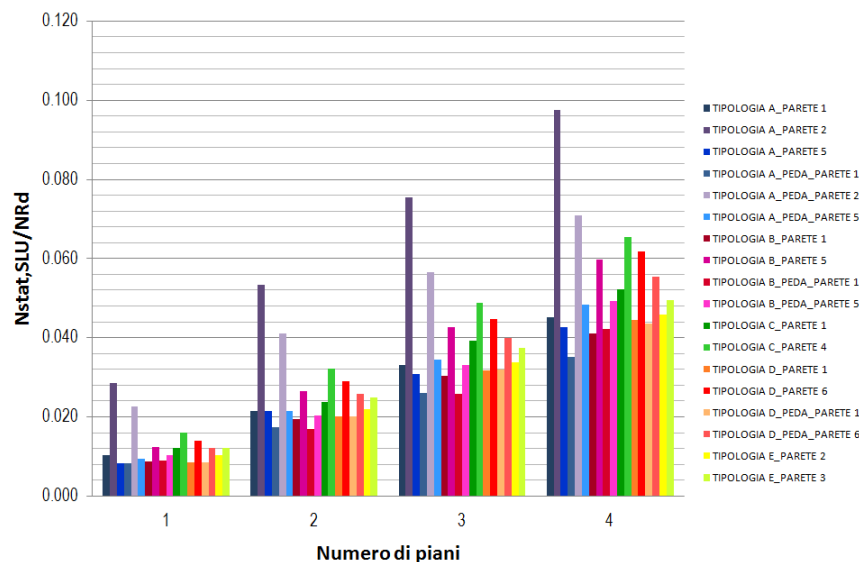


Figura 24.1. Tasso di lavoro a sforzo assiale allo Stato Limite Ultimo, $v_{SLU} = N_{stat,SLU} / N_{Rd,compressione}$.

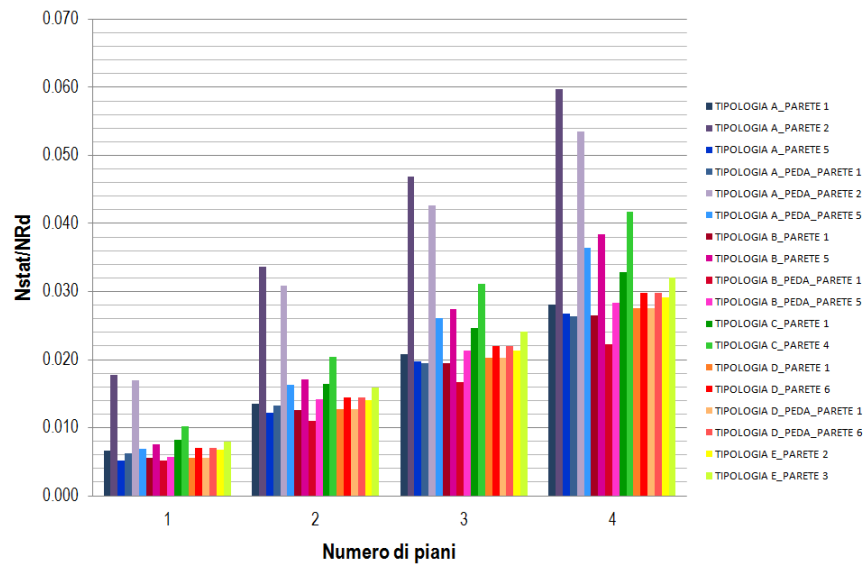


Figura 24.2. Tasso di lavoro a sforzo assiale dovuto ai carichi gravitazionali che determinano gli effetti del sisma, $\nu_{sismico}^{costante} = N_{stat} / N_{Rd,compressione}$.

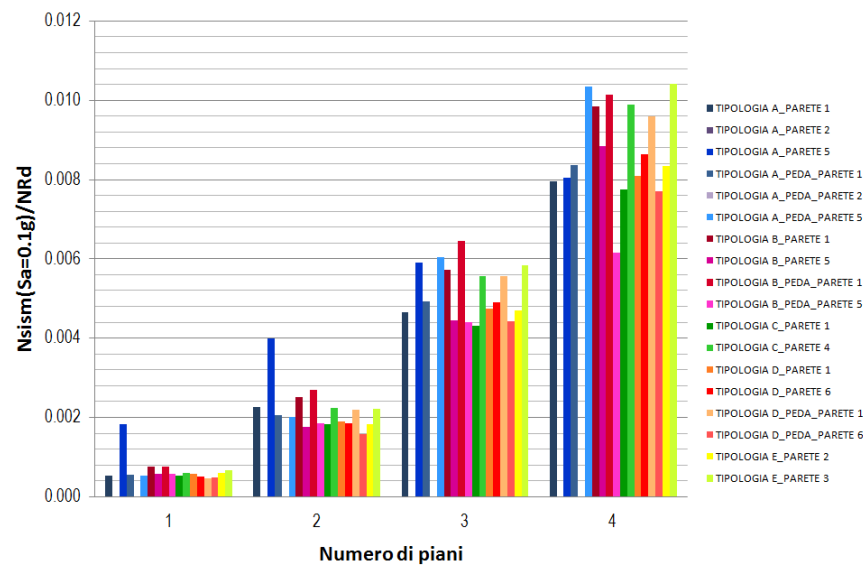


Figura 24.3. Tasso di lavoro a sforzo assiale dovuto all'effetto di "tira e spingi" generato da una accelerazione spettrale pari ad 0.1g, $\nu_{sismico}^{S_a=0.1g} = N_{sism}(S_a = 0.1g) / N_{Rd,compressione}$.

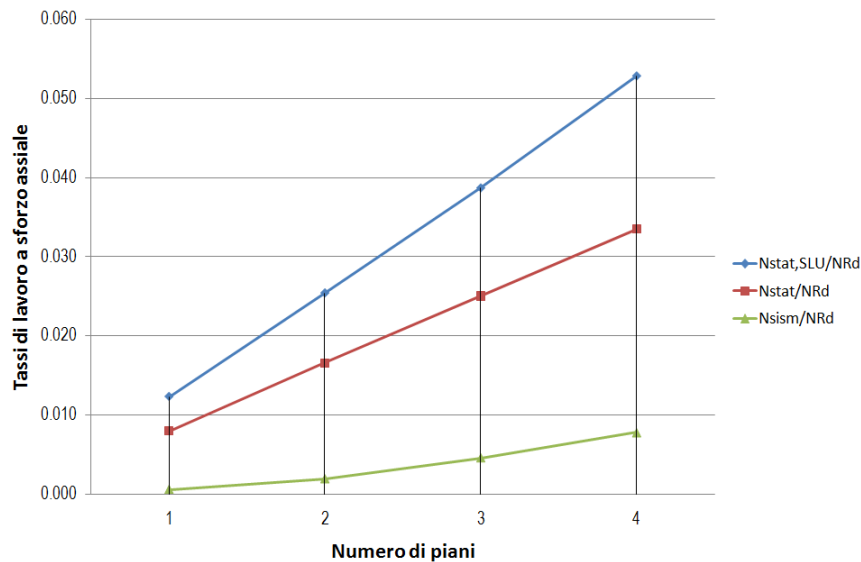


Figura 24.4. Valori medi dei tassi di lavoro a sforzo assiale in funzione del numero di piani.

24.2 Accelerazioni corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi

In Figura 24.5 e in Figura 24.6 sono riportati i valori delle accelerazioni spettrali che determinano i possibili meccanismi di crisi (i.e. crisi per snervamento delle pareti parallele, crisi per snervamento delle pareti perpendicolari e crisi a taglio delle pareti parallele) per le strutture oggetto di questo studio al variare del numero di piani. In particolare, i valori riportati in Figura 24.5 sono stati determinati considerando le pareti armate con le reti standard (reti $\phi 2.5$ mm maglia 5 cm x 5 cm), mentre i valori riportati in Figura 24.6 sono stati determinati considerando le pareti armate con metà dell'armatura standard (reti $\phi 2.5$ mm maglia 10 cm x 10 cm).

Al variare del numero di piani dell'edificio, l'ordine con cui si verificano questi meccanismi di crisi varia.

Con riferimento ai risultati ottenuti considerando un'armatura diffusa standard (reti $\phi 2.5$ mm maglia 5 cm x 5 cm), è possibile notare che:

- per gli edifici ad un piano si manifesta prima la crisi a taglio delle pareti parallele all'azione sismica (per $S_a \cong 4g \div 6g$), poi la crisi per snervamento delle pareti perpendicolari (per $S_a \cong 5g \div 10g$) ed infine la crisi per snervamento delle pareti parallele (per $S_a \cong 10g \div 16g$);
- per gli edifici a due piani la crisi a taglio delle pareti parallele all'azione sismica e la crisi per snervamento delle pareti perpendicolari si manifestano quasi contemporaneamente (per $S_a \cong 2g \div 3.5g$), mentre la crisi per snervamento delle pareti parallele si manifesta per ultima (per $S_a \cong 3g \div 5g$);

- per gli edifici a tre piani si manifesta prima la crisi per snervamento delle pareti perpendicolari (per $S_a \cong 1g \div 1.5g$), poi si manifestano sostanzialmente contemporaneamente la crisi a taglio delle pareti parallele all'azione sismica (per $S_a \cong 1.5g \div 2g$) e quella per snervamento delle pareti parallele (per $S_a \cong 1.5g \div 2.5g$);
- per gli edifici a quattro piani si manifesta prima la crisi per snervamento delle pareti perpendicolari (per $S_a \cong 0.7g \div 1g$), poi si manifestano sostanzialmente contemporaneamente la crisi a taglio delle pareti parallele all'azione sismica (per $S_a \cong 1g \div 1.6g$) e quella per snervamento delle pareti parallele (per $S_a \cong 0.9g \div 1.6g$).

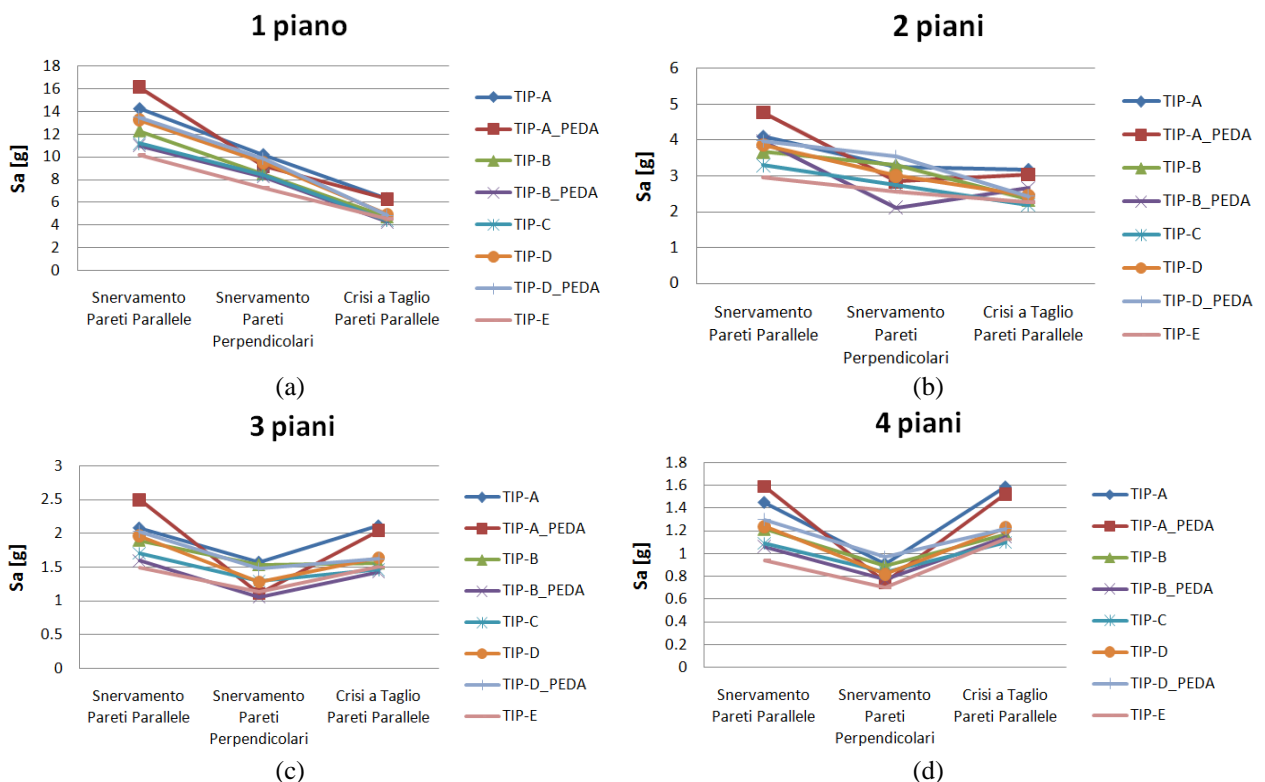


Figura 24.5. Pareti con armatura standard $\phi 2.5$ maglia 5 cm x 5 cm: accelerazioni spettrali che determinano il manifestarsi dei possibili meccanismi di crisi per le varie tipologie di edificio considerate al variare del numero di piani: (a) edifici ad un piano, (b) edifici a due piani, (c) edifici a tre piani, (d) edifici a quattro piani.

Con riferimento ai risultati ottenuti considerando la metà dell'armatura diffusa standard (reti $\phi 2.5$ mm maglia 10 cm x 10 cm), è possibile notare che:

- per gli edifici ad un piano si manifesta prima la crisi a taglio delle pareti parallele all'azione sismica (per $S_a \cong 2g \div 3g$), poi la crisi per snervamento delle pareti perpendicolari (per $S_a \cong 4.5g \div 6g$) ed infine la crisi per snervamento delle pareti parallele (per $S_a \cong 6.5g \div 9g$);

- per gli edifici a due piani si manifesta prima la crisi a taglio delle pareti parallele all'azione sismica (per $S_a \cong 1g \div 1.5g$), poi la crisi per snervamento delle pareti perpendicolari (per $S_a \cong 2g \div 2.5g$) ed infine la crisi per snervamento delle pareti parallele (per $S_a \cong 2g \div 3g$);
- per gli edifici a tre piani la crisi a taglio delle pareti parallele all'azione sismica e la crisi per snervamento delle pareti perpendicolari si manifestano quasi contemporaneamente (per $S_a \cong 0.7g \div 1.1g$), mentre la crisi per snervamento delle pareti parallele si manifesta per ultima (per $S_a \cong 1g \div 1.6g$);
- per gli edifici a quattro piani la crisi a taglio delle pareti parallele all'azione sismica e la crisi per snervamento delle pareti perpendicolari si manifestano quasi contemporaneamente (per $S_a \cong 0.5g \div 0.8g$), mentre la crisi per snervamento delle pareti parallele si manifesta per ultima (per $S_a \cong 0.7g \div 1g$).

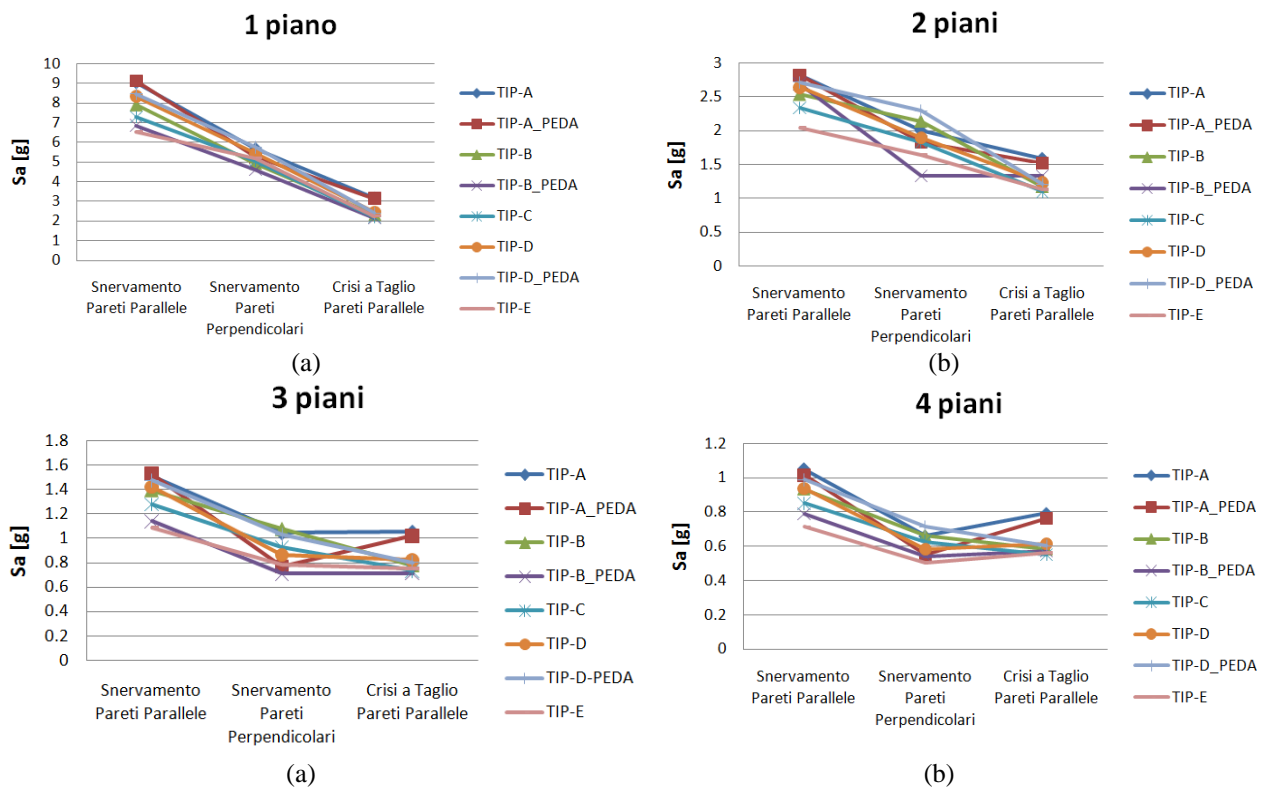


Figura 24.6. Pareti con armatura standard $\phi 2.5$ maglia 10 cm x 10 cm: accelerazioni spettrali che determinano il manifestarsi dei possibili meccanismi di crisi per le varie tipologie di edificio considerate al variare del numero di piani: (a) edifici ad un piano, (b) edifici a due piani, (c) edifici a tre piani, (d) edifici a quattro piani.

PARTE V

**Progettazione, realizzazione ed
interpretazione di una prova
su tavola vibrante di una
struttura a tre piani**

Abstract

To validate the theoretically and partially-experimentally anticipated (through cyclic tests under horizontal loads) good seismic behavior of cellular structures composed of cast in situ squat sandwich concrete walls, shaking table tests have been designed and performed, at the laboratory facilities of the Eucentre in Pavia, on a full-scale 3-storey structural system composed of cast-in-situ squat sandwich concrete walls characterized by 5.50 x 4.10 meters in plan and 8.25 meters in height. The objective of the shaking table test is to check the validity of the previous results, as obtained with pseudo-static loading, in the case of actual seismic loading. In more detail, this test aims at identifying the possible differences between the pseudo-static behavior and dynamic behavior of the structural system at hand and its one.

In this Part the design of the shaking table test, the corresponding results and their preliminary interpretation have been presented. In particular, firstly, all the phases and the technical problems which occurred in the design process of the test have been described, taking into account that the specimen should: (i) be representative of common real built structures (squat configuration of the walls); (ii) be easily transportable from the construction site to the table (this involves the design of specific lifting and lowering systems); (iii) lead to significant results (carried out up to the collapse of the walls, in order to capture also the post-yielding behavior and the ductility resources); (iv) not damage the shaking table (analytical and numerical prediction of the specimen behavior should be developed). Secondly, the results of the shaking table tests are presented their preliminary interpretations have been presented.

25 Introduzione alla Parte V

In questa Parte verrà presentata la progettazione della prova su tavola vibrante, e i corrispondenti risultati ottenuti assieme alla loro interpretazione preliminare. In particolare:

1. nel capitolo 26 si parlerà del progetto di ricerca all'interno del quale è stata sviluppata la prova su tavola vibrante in esame;
2. nel capitolo 27, si descriveranno gli obiettivi della prova;
3. nel capitolo 28, saranno descritte tutte le fasi e i problemi tecnici relativi alla progettazione della struttura, che doveva avere le seguenti caratteristiche: (i) doveva essere rappresentativa delle strutture tipicamente costruite, (ii) doveva essere trasportabile dal piazzale di costruzione fin sopra la tavola vibrante, (iii) doveva condurre a risultati significativi e (iv) non doveva danneggiare la tavola vibrante;
4. nel capitolo 29, verranno illustrate le varie fasi costruttive che hanno portato alla realizzazione della struttura
5. nel capitolo 30, saranno descritte tutte le fasi e i problemi tecnici relativi alla progettazione del sistema di trasporto, sollevamento e abbassamento della struttura;
6. nel capitolo 31, sarà descritta la strumentazione della struttura
7. nei capitoli 32 e 33 saranno presentati i risultati della prova su tavola vibrante e la loro interpretazione preliminare.

26 Il Progetto SERIES

La prova su tavola vibrante rappresenta il principale obiettivo del progetto di ricerca intitolato “*Seismic behavior of structural systems composed of cast in situ concrete walls*” (SE.SY.CO.WA.) e vede come lead user il Prof. Salvador Ivorra Chorro (dell’Università di Alicante, Spagna), come additional users: il Prof. Tomaso Trombetti (dell’Università di Bologna), la Prof.ssa Dora Foti (del Politecnico di Bari) e la Prof.ssa Cristina Michaela Campian (dell’Università di Cluj-Napoca, Romania). Questo progetto di ricerca è stato redatto dalla sottoscritta e dal gruppo di lavoro tra Giugno e Luglio 2010, ed è stato inviato ad una call del gruppo SERIES (Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies). A Settembre 2010, tale progetto di ricerca è stato approvato ed ha ottenuto i finanziamenti da parte della Comunità Europea per realizzare, presso il Laboratorio TREES Lab dell’Eucentre di Pavia, una prova su tavola vibrante su una struttura a tre piani in scala reale composta da pareti tozze di tipo sandwich in c.a. gettato in opera.

27 Prova su tavola vibrante: obiettivi

La prova su tavola vibrante condotta presso il laboratorio Eucentre di Pavia ha come obiettivo quello di verificare il buon comportamento sismico (già anticipato analiticamente e sperimentalmente dalle prove pseudostatiche di carico orizzontale ciclico di cui al Capitolo 3) delle strutture composte da pareti tozze in c.a. gettato in opera realizzate con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene. Tale prova rappresenta, a tutti gli effetti, il completamento dell'esteso progetto di ricerca volto alla valutazione del comportamento sismico dei sistemi strutturali in esame iniziato, intorno alla metà degli anni 2000, con prove di carico ciclico condotte su singole pareti tozze con e senza aperture e su una porzione di struttura a due piani con sviluppo in pianta ad H (Ceccoli et al. 2009); gli studi sono poi proseguiti con la messa a punto di formule analitiche per la valutazione teorica del comportamento sotto azioni orizzontali (quali quelle indotte dal sisma) verificate sulla base dei risultati sperimentali ottenuti (Ceccoli et al. 2009). Pertanto, lo scopo di questa prova è quello di verificare la validità dei risultati ottenuti a partire dalle prove pseudostatiche anche nel caso di input sismici reali. Nel dettaglio, la prova permetterà di identificare le possibili differenze tra il comportamento statico e dinamico del sistema strutturale in esame.

In particolare, la prova su tavola vibrante consentirà di verificare:

1. le formule analitiche proposte dagli autori per la progettazione nei confronti delle azioni orizzontali;
2. la gerarchia delle resistenze nei confronti dei possibili meccanismi di collasso della struttura;
3. il comportamento scatolare/cellulare della struttura;
4. la rigidezza della struttura.

28 Prova su tavola vibrante: progettazione

In questo capitolo vengono descritte tutte le fasi e i problemi tecnici relativi alla progettazione della struttura da provare su tavola vibrante. La struttura doveva avere le seguenti caratteristiche: (i) doveva essere rappresentativa delle strutture tipicamente costruite, (ii) doveva essere trasportabile dal piazzale di costruzione fin sopra la tavola vibrante, (iii) doveva condurre a risultati significativi e (iv) non doveva danneggiare la tavola vibrante

28.1 Progettazione dell'edificio modello

28.1.1 L'edificio modello

L'edificio modello è stato progettato in modo tale che:

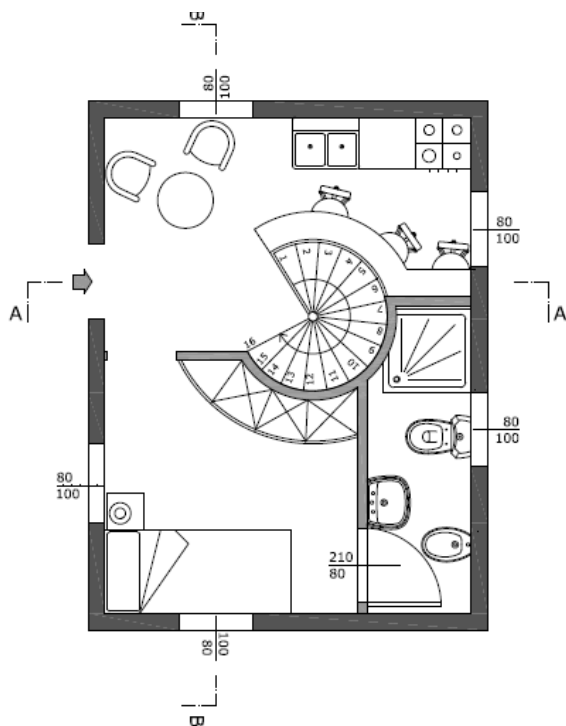
- fosse rappresentativo delle strutture realmente costruite (pareti di tipo sandwich caratterizzate da (i) basse percentuali di armatura verticale e da (ii) stesso quantitativo di armatura verticale e orizzontale; comportamento scatolare/cellulare; configurazione tozza delle pareti e bassi tassi di lavoro a sforzo assiale);
- avesse dimensioni compatibili con quelle della tavola vibrante (dimensioni in pianta della tavola vibrante pari a 5.6 m x 7.0 m);
- fosse trasportabile (senza incorrere in danneggiamenti che avrebbero potuto compromettere i risultati di prova) dal piazzale di costruzione fin sopra la tavola vibrante, grazie ad un appropriato sistema di sollevamento e abbassamento;
- avesse un'altezza compatibile con quella della porta di accesso al laboratorio;
- fosse testabile sulla tavola vibrante senza compromettere il funzionamento di questa; in particolare la struttura doveva essere caratterizzata da valori di resistenze tali da non superare le capacità limite della tavola vibrante sia in termini di forza (forza massima esercitabile dall'attuatore idraulico pari a 175 t) che in termini di momento (massimo momento ribaltante sopportabile pari a 400 t m);
- conducesse a risultati significativi (la prova deve poter essere spinta fino al raggiungimento delle condizioni ultime dell'edificio, in modo da individuare sia il suo comportamento post-elastico che le sue risorse in termini di duttilità).

Per tenere conto dei requisiti sopra esposti si è scelto di provare sulla tavola vibrante una struttura a tre piani in scala reale con pianta rettangolare di dimensioni pari a 4.10 m x 5.50 m e altezza complessiva (escludendo la fondazione) pari a 8.25 m (Figura 28.1) realizzata adottando il sistema costruttivo Nidyon NYSP (descritto nella Parte I di questa Tesi di Dottorato), ma andando a

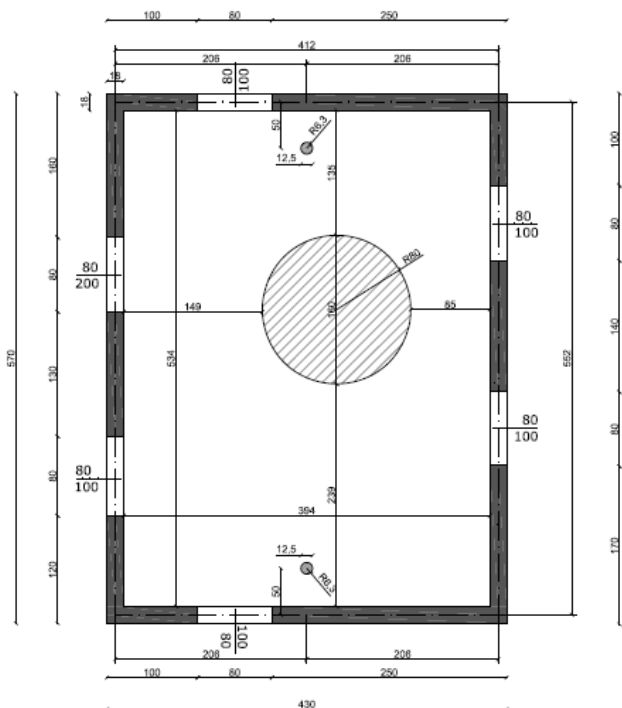
dimezzare il quantitativo di armatura diffusa dei pannelli modulari e quindi delle pareti. Le pareti sandwich dell'edificio modello risultano quindi costituite da due strati di calcestruzzo di spessore pari a 4 cm, ciascuno armato con una rete $\phi 2.5$ maglia 10 cm x 10 cm (invece delle reti $\phi 2.5$ mm maglia 5 cm x 5 cm di cui al paragrafo 1.2) e da uno strato centrale in polistirene di spessore pari a 10 cm.

La fondazione della struttura è costituita da quattro travi in c.a. e ha dimensioni complessive pari a 6.40 m x 5.10 m. I due lati lunghi della fondazione sono caratterizzati da una sezione rettangolare di dimensioni 70 cm x 40 cm, mentre quelli corti sono caratterizzati da una sezione rettangolare di dimensioni 65 cm x 40 cm.

La tavola vibrante del laboratorio dell'Eucentre di Pavia ha un solo grado di libertà ed è quindi in grado di applicare alla struttura uno scuotimento diretto in direzione parallela alle due pareti lunghe caratterizzate da una lunghezza pari a $\ell_{//} = 5.52$ m (di seguito indicate come "pareti parallele all'azione sismica" o semplicemente "pareti parallele"). Le altre due pareti, quelle corte, caratterizzate da una lunghezza pari a $\ell_{\perp} = 4.12$ m, saranno invece indicate come "pareti perpendicolari".



(a)



(b)

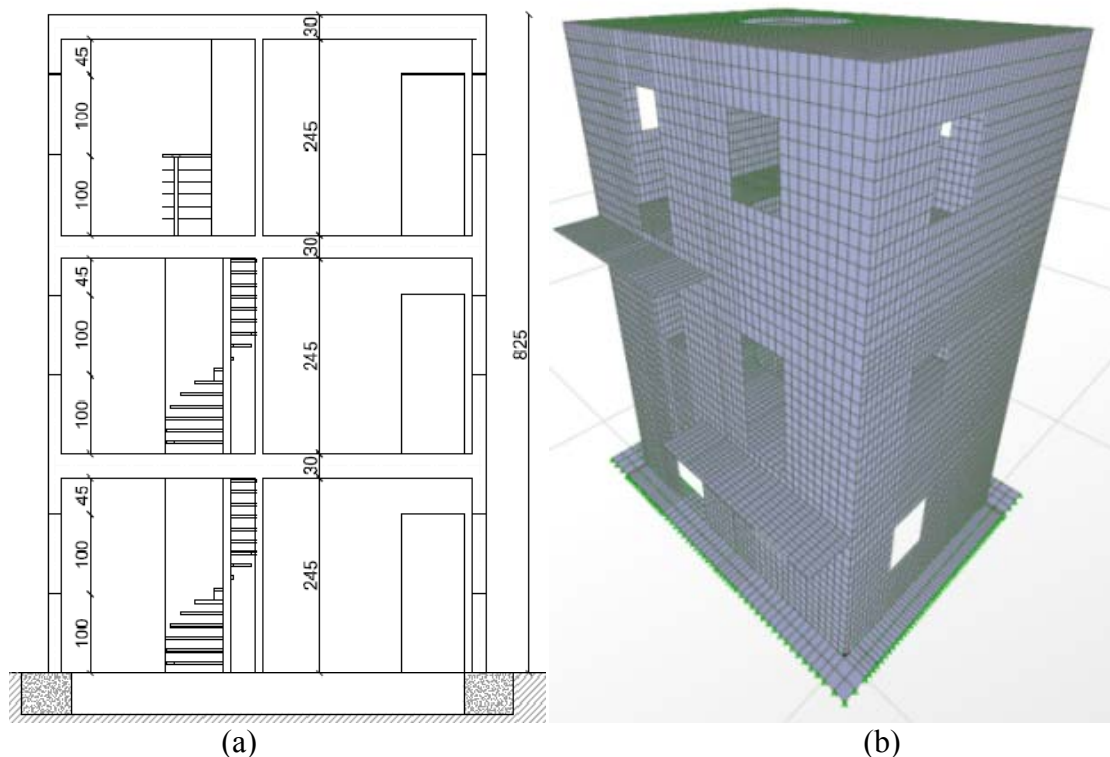


Figura 28.1. Edificio modello: (a) progetto architettonico piano primo; (b) pianta strutturale piano primo; (c) sezione longitudinale; (d) 3D.

28.1.2 Materiali prescritti per la realizzazione della struttura

Per la realizzazione della struttura si è deciso di prescrivere l'impiego degli stessi materiali adottati per la realizzazione delle pareti con e senza apertura e della struttura con pianta ad H oggetto delle prove cicliche pseudo-statiche. Tale scelta è giustificata dall'esigenza di avere risultati confrontabili.

In particolare, è stato prescritto l'impiego di:

- calcestruzzo di tipo ordinario di classe C25/30 applicato in opera con modalità a “spritz beton” per le pareti;
- calcestruzzo di tipo ordinario di classe C25/30 applicato mediante getto tradizionale per i solai e i cordoli;
- acciaio B450C per tutte le armature integrative inserite in cantiere (tra cui anche quelle per realizzare le connessioni di base, le connessioni tra pareti, le connessioni tra pareti e solai, i cordoli ed i solai di piano);
- acciaio zincato avente le stesse caratteristiche di un acciaio per cemento armato tipo B450C (come riportato nel paragrafo 11.3.2.1 del DM 2008) per le reti elettrosaldate e i connettori dei pannelli modulari.

Nell'ambito della progettazione della struttura da provare su tavola vibrante sono stati considerati i seguenti valori medi delle resistenze dei materiali:

- resistenza a compressione media del calcestruzzo: $f_{cm} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$;
- resistenza di snervamento media dell'acciaio nervato: $f_{ym} = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$;
- resistenza di snervamento media dell'acciaio zincato: $f_{ym} = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$.

28.1.3 Analisi dei carichi

In questo paragrafo viene riportata l'analisi dei carichi per l'edificio modello, considerando il peso proprio effettivo della struttura e i carichi aggiuntivi effettivamente applicati in fase di prova. I carichi aggiuntivi (indicati nel seguito come "extra") sono stati scelti tenendo conto della generalità delle situazioni progettuali che possono verificarsi nelle strutture realmente costruite (per rendere la prova significativa); in particolare si è considerato:

- 164 kg /m² al primo e secondo piano e 225 kg /m² in copertura di permanenti portati (come massetto, impianti, pavimentazione, intonaco, tramezzi);
- 60 kg /m² di carichi accidentali (0.3·200 kg/m²) in accordo con il D.M. 14/01/2008.

In copertura si è scelto di applicare un carico aggiuntivo superiore rispetto ai piani primo e secondo per avere le masse uguali ad ogni piano.

Si è inoltre scelto di non applicare carichi aggiuntivi sui balconi per non aumentare la già presente (seppur modesta) eccentricità tra centro delle masse e centro delle rigidità.

In Tabella 28-1 si riportano i valori dei carichi permanenti (strutturali) e dei carichi aggiuntivi dell'edificio modello.

Si è scelto di applicare i carichi aggiuntivi come di seguito descritto:

1. sul piano primo e secondo, facendo un getto in calcestruzzo dello spessore di 15 cm (per un peso complessivo di 4257 kg) sull'area rappresentata in rosso in Figura 28.2a;
2. sul piano di copertura, appoggiando due blocchi in c.a. prefabbricati (ciascuno del peso di 3000 kg, per un totale di 6000 kg) nella posizione rappresentata in Figura 28.2b.

Tabella 28-1. Valori dei carichi permanenti (strutturali) e dei carichi aggiuntivi (extra) dell'edificio modello.

Solaio Copertura ($A_{copertura} = 21 \text{ m}^2$, $W_{copertura} = 15.7 \text{ t}$)	
• Soletta:	2.1 t
• Travetti+fasce piene	2.8 t
• Pignatte EPS	0.034 t
• Supporto EPS	0.01 t
Totale permanenti:	4.94 t → 235 kg/m²
Extra:	285 kg/m²
Solaio Piano Secondo ($A_{2^\circ \text{ piano}} = 19 \text{ m}^2$, $W_{2^\circ \text{ piano}} = 15.6 \text{ t}$)	
• Soletta:	2.38 t
• Travetti+fasce piene	3.83 t
• Pignatte EPS	0.034 t
• Supporto EPS	0.01 t
Totale permanenti:	6.25 t → 329 kg/m²
Balcone ($A_{balcone} = 1.93 \text{ m}^2$)	
• Soletta:	0.241 t
• Travetti+fasce piene	0.162 t
• Pignatte EPS	0.048 t
• Supporto EPS	0.001 t
Totale permanenti:	0.409 t → 212 kg/m²
Extra:	224 kg/m²
Solaio Piano Primo ($A_{1^\circ \text{ piano}} = 19 \text{ m}^2$, $W_{1^\circ \text{ piano}} = 15.6 \text{ t}$)	
• Soletta:	2.38 t
• Travetti+fasce piene	3.83 t
• Pignatte EPS	0.034 t
• Supporto EPS	0.01 t
Totale permanenti:	6.25 t → 329 kg/m²
Balcone ($A_{balcone} = 1.86 \text{ m}^2$)	
• Soletta:	0.233 t
• Travetti+fasce piene	0.162 t
• Pignatte EPS	0.046 t
• Supporto EPS	0.001 t
Totale permanenti:	0.40 t → 215 kg/m²
Extra:	224 kg/m²
Cordoli	
6.63 t	
Pareti	
26.45 t	

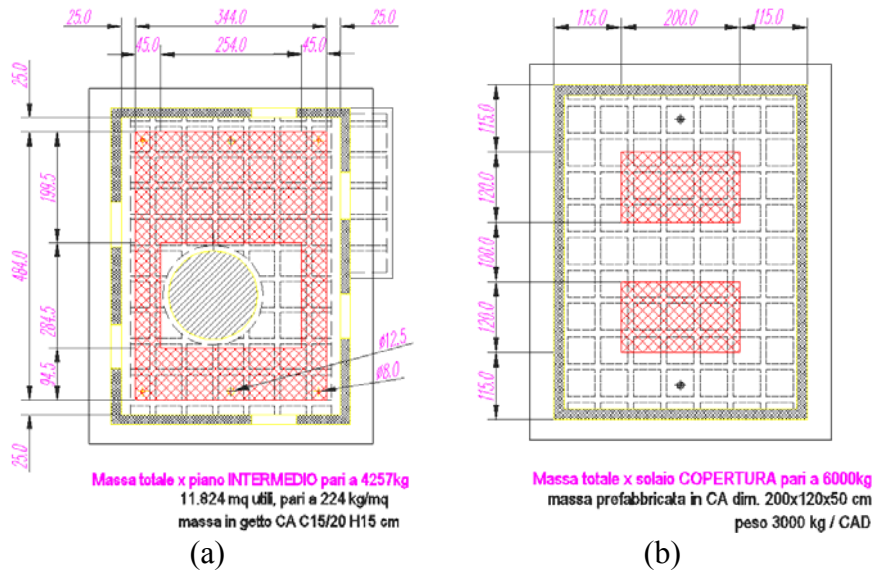


Figura 28.2. Posizionamento dei carichi aggiuntivi: (a) sul piano primo e secondo mediante getto in calcestruzzo e (b) sul piano di copertura mediante il posizionamento di blocchi in cls.

28.1.4 Pesì della struttura

In questo paragrafo vengono valutati i pesi definitivi della struttura. La valutazione dei pesi della struttura, nelle varie fasi in cui questa viene a trovarsi risulta di fondamentale importanza per la corretta progettazione sia della prova su tavola vibrante che del sistema di sollevamento ed abbassamento. In particolare, sono di seguito valutati i seguenti pesi della struttura:

- peso dell'elevazione nuda in fase di trasporto (sola elevazione senza extra):

$$W_{\text{elevazione nuda}} = 0.235 \cdot 21 + 0.329 \cdot 19 + 0.212 \cdot 1.93 + 0.329 \cdot 19 + 0.215 \cdot 1.86 + 6.63 + 26.45 = 51.3 \text{ t} \quad (28.1)$$

- peso totale della struttura nuda in fase di trasporto (elevazione senza extra + fondazione):

$$W_{\text{struttura nuda}} = 51 + 14 = 65 \text{ t} \quad (28.2)$$

- peso elevazione in fase di prova (sola elevazione con extra):

$$W_{\text{elevazione in fase di prova}} = 51 + 0.285 \cdot 21 + 0.224 \cdot 19 + 0.224 \cdot 19 = 65.8 \text{ t} \quad (28.3)$$

- peso totale della struttura in fase di prova (elevazione con extra + fondazione):

$$W_{\text{struttura in fase di prova}} = 65.8 + 14 = 80 \text{ t} \quad (28.4)$$

28.1.5 Capacità vs. domanda: previsioni analitiche

In questo paragrafo saranno valutate (i) le sollecitazioni (i.e. domanda) che nascono nelle pareti (parallele e perpendicolari) a seguito dell'applicazione di un'accelerazione spettrale, S_a , pari ad $1g$ e (ii) le corrispondenti resistenze (i.e. capacità). Le resistenze delle pareti sono state valutate

applicando le formule di previsione teorica (di cui al Capitolo 3) messe a punto sulla base delle classiche ipotesi valide per gli elementi in c.a. tradizionali.

Confrontando le sollecitazioni dovute a 1g con le corrispondenti resistenze, è stato possibile individuare la sequenza con cui si verificheranno tutti i possibili meccanismi di collasso della struttura.

28.1.5.1 Domanda dovuta ad una accelerazione spettrale pari ad 1g

Il taglio totale, T_{Ed} , e il momento totale, M_{Ed} , alla base della struttura, dovuti ad una accelerazione spettrale $S_a = 1g$ risultano pari a:

$$T_{Ed} = m_{struttura} \cdot 1g = \frac{W_{struttura}}{g} \cdot 1g = 66 \text{ t} \quad (28.5)$$

$$M_{Ed} = T_{Tot, base} \cdot \frac{2}{3} H = 66 \cdot \frac{2}{3} \cdot 8.20 = 360 \text{ t m} \quad (28.6)$$

Nelle equazioni precedenti, il peso della struttura è stato assunto pari ad 66 t e l'altezza dell'edificio, H, pari a 8.20 m.

Per la valutazione del momento flettente totale agente alla base dell'edificio si è ipotizzata una distribuzione delle forze orizzontali di tipo triangolare. In realtà, nell'ambito della progettazione della struttura sono state prese in considerazione anche altre ipotesi che per ragioni di sintesi sono state qui omesse. Per maggiori dettagli si veda il capitolo 6 dell'Allegato V.

Nell'ipotesi (i) di comportamento elastico lineare e (ii) di conservazione delle sezioni piane, il momento sollecitante si ripartisce tra le pareti sulla base dei momenti di inerzia di queste ultime. Il momento di inerzia delle pareti parallele, $J_{//}$, e il momento di inerzia delle pareti perpendicolari (valutato trascurando l'inerzia delle pareti perpendicolari rispetto al proprio asse baricentrico), J_{\perp} , risultano rispettivamente pari a:

$$J_{//} = 2.24 \text{ m}^4 \quad J_{\perp} = 5.02 \text{ m}^4 \quad (28.7)$$

I coefficienti di ripartizione delle pareti parallele, $\rho_{//}$, e delle pareti perpendicolari, ρ_{\perp} , risultano rispettivamente pari a:

$$\rho_{//} = \frac{J_{//}}{J_{//} + J_{\perp}} = \frac{2.24}{7.26} = 0.31 \rightarrow 31\% \quad (28.8)$$

$$\rho_{\perp} = \frac{J_{\perp}}{J_{//} + J_{\perp}} = \frac{5.02}{7.26} = 0.69 \rightarrow 69\% \quad (28.9)$$

Si verifica pertanto che il 31% del momento sollecitante la struttura va sulle pareti parallele, mentre il 69% va sulle pareti perpendicolari (traducendosi in azioni di trazione e compressione), cioè:

$$M_{Ed, //} = 0.31 \cdot M_{Ed} = 0.31 \cdot 360 = 111 \text{ t m} \quad (28.10)$$

$$M_{Ed, \perp} = 0.69 \cdot M_{Ed} = 0.69 \cdot 360 = 249 \text{ t m} \quad (28.11)$$

Il momento parallelo, $M_{Ed, //}$, si ripartisce a sua volta tra le due pareti parallele, e, trascurando la presenza delle aperture (i.e. ipotizzando che le due pareti parallele abbiano la stessa rigidezza), si ha che il momento sollecitante su ciascuna parete parallela risulta pari alla metà di $M_{Ed, //}$, cioè:

$$M_{Ed, parete //} = \frac{M_{Ed, //}}{2} = \frac{111}{2} = 56 \text{ t m} \quad (28.12)$$

Il momento perpendicolare, $M_{Ed, \perp}$, si traduce in azioni di trazione e compressione (tira e spingi) per le pareti perpendicolari; pertanto, lo sforzo normale di trazione su una delle due pareti perpendicolari, $N_{Ed, sismico, parete \perp}$, risulta pari a:

$$N_{Ed, sismico, parete \perp} = \frac{M_{Ed, \perp}}{\ell_{//}} = \frac{249}{5.52} = 45 \text{ t} \quad (28.13)$$

Il taglio totale alla base della struttura viene preso dalle due pareti parallele, per cui lo sforzo sollecitante di taglio agente su ciascuna parete parallela, $T_{Ed, parete //}$, risulta pari a (si trascura la presenza delle aperture):

$$T_{Ed, parete //} = \frac{T_{Ed}}{2} = \frac{66}{2} \approx 33 \text{ t} \quad (28.14)$$

28.1.5.2 Capacità delle pareti

28.1.5.2.1 Parete parallela - Resistenza di primo snervamento a flessione nel piano

Il momento di primo snervamento della singola parete parallela è stato calcolato applicando le formule teoriche per la valutazione analitica del comportamento delle pareti nei confronti delle azioni orizzontali di cui al Capitolo 20 (Parte III):

$$\begin{aligned} M_{y1} = & \left(\frac{\rho b y_{y1}}{2} f_{ym} \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{y1}}{3} \right) + \\ & + \left(\frac{b(h - y_{y1})^2}{2 y_{y1}} \frac{f_{ym}}{n} \right) \cdot \left(\frac{h}{6} + \frac{y_{y1}}{3} \right) + \\ & + A_{s, catena} f_{ym} (h - 2c) = 149 \text{ t m} \end{aligned} \quad (28.15)$$

In cui:

y_{y1}

è la distanza dell'asse neutro dalla barra di armatura tesa più esterna:

$$y_{y1} = \frac{\left(h + \frac{N_{Ed}n}{f_{yd}b} \right) - \sqrt{\left(h + \frac{N_{Ed}n}{f_{yd}b} \right)^2 - h^2(1-n\rho)}}{(1-n\rho)} \quad (28.16)$$

- $b = 8$ cm è lo spessore della parete;
- $h = \ell_{||} = 412$ cm è la larghezza delle parete parallela;
- $N_{Ed} = 25$ t è lo sforzo normale applicato;
- $n = E_s / E_c = 7$ è il coefficiente di omogeneizzazione;
- $f_{ym} = 5000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ è la tensione di snervamento media dell'acciaio;
- $\rho = \frac{A_{s,||}}{bh}$ è la percentuale geometrica di armatura;
- $A_{s,||}$ è l'area totale di armatura verticale della sezione: $1+1 \phi 2.5\text{mm}/10\text{cm}$;
- $A_{s,catena}$ è l'area delle armature integrative (catene) in zona tesa: $1 \phi 16\text{mm}$;
- $c = 4$ cm è il copriferro delle catene.

28.1.5.2.2 Parete parallela - Resistenza ultima a flessione nel piano

Il momento ultimo della singola parete parallela è stato calcolato applicando le formule teoriche sviluppate per la valutazione analitica del comportamento delle pareti nei confronti delle azioni orizzontali di cui al Capitolo 20 (Parte III):

$$\begin{aligned} M_u &= \left(f_{ym} \cdot \rho \cdot b \cdot y_{u, sb} \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y_{u, sb}}{2} \right) + \\ &+ \left(f_{cm} \cdot b \cdot 0.8(h - y_{u, sb}) \right) \cdot (0.1h + 0.4y_{u, sb}) + \\ &+ A_{s,catena} f_{ym} (h - 2c) = 181 \text{ t m} \end{aligned} \quad (28.17)$$

In cui:

- $y_{u, sb}$ è la distanza dell'asse neutro dalla barra di armatura tesa più esterna valutato considerando una distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo di tipo stress block:

$$y_{u, sb} = \left(\frac{0.8 - \nu}{0.8 + \rho_m} \right) h = \left(\frac{1 - 1.25 \cdot \nu}{1 + 1.25 \cdot \rho_m} \right) h \quad (28.18)$$

- $\nu = \frac{N_{Ed}}{f_{cm}bh}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato (tasso di lavoro a sforzo assiale);

$\rho_m = \frac{f_{ym}}{f_{cm}} \cdot \rho$ è la percentuale meccanica di armatura;

$f_{cm} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ è la resistenza media del calcestruzzo.

28.1.5.2.3 Parete parallela - Resistenza a taglio nel piano

Il taglio resistente della parete parallela è stato calcolato applicando le formule previste dal D.M. 14/01/2008, la cui validità è stata verificata nel Capitolo 20 (Parte III), e risulta pari a:

$$T_{Rd} = \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}) = 60 \text{ t} \quad (28.19)$$

in cui:

T_{Rsd} è la resistenza a taglio lato acciaio:

$$T_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ym} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (28.20)$$

T_{Rcd} è la resistenza a taglio lato calcestruzzo:

$$T_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot f'_{cm} \cdot \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} \quad (28.21)$$

$s = 10 \text{ cm}$ è il passo di fili orizzontali resistenti a taglio delle reti elettrosaldate:
1+1 ϕ 2.5mm/10cm

$\theta = 22^\circ$ è l'angolo di inclinazione della biella compressa in calcestruzzo (ulteriori calcoli sono stati condotti adottando differenti valori di θ , ma per ragioni di sintesi sono stati omissi)

$\alpha = 90^\circ$ angolo di inclinazione dell'armatura orizzontale

d è l'altezza utile della sezione(in mm).

A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio: 1+1 ϕ 2.5mm/10cm;

$f'_{cm} = 0,5 f_{cm}$ è la resistenza ridotta media a compressione del calcestruzzo;

α_c è un coefficiente maggiorativo pari a: $\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cm}$

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / b \cdot h$ è la tensione media di compressione nella sezione.

28.1.5.2.4 Parete perpendicolare - Resistenza a trazione

La resistenza a trazione della parete perpendicolare (considerando il solo contributo fornito dalle reti metalliche e trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo) è stata calcolata applicando le

formule teoriche sviluppate per la valutazione analitica del comportamento delle strutture a pareti sandwich nei confronti delle azioni orizzontali di cui al Capitolo 22 (Parte III):

$$N_{Rd, parete \perp} = A_{s, \perp} \cdot f_{ym} = \left(2 \frac{412 \pi \cdot 0.25^2}{10} \right) \cdot 5 \approx 20 \text{ t} \quad (28.22)$$

in cui:

$A_{s, \perp}$ è l'area totale di armatura verticale della sezione: 1+1 ϕ 2,5mm/10cm.

28.1.5.2.5 Parete parallela - Resistenza a scorrimento alla base

La resistenza a scorrimento è stata calcolata applicando le formule teoriche sviluppate per la valutazione analitica del comportamento delle pareti nei confronti delle azioni orizzontali di cui al Capitolo 20 (Parte III):

$$S_{Rd, parete //} = \mu \cdot N_{Ed} + A_{s, riprese //} \cdot \frac{f_{ym}}{\sqrt{3}} = 75 \text{ t} \quad (28.23)$$

In cui:

$\mu = 0.5$ è il coefficiente di attrito;

$A_{s, riprese //}$ è l'area totale delle riprese dalla fondazione della parete parallela: 1+1 ϕ 8/30.

28.1.5.3 Confronto tra capacità e domanda (accelerazione spettrale pari ad 1g)

Il rapporto tra la resistenza a trazione della parete perpendicolare e lo sforzo assiale sollecitante di trazione (al netto della compressione dovuta ai carichi statici, $N_{Ed, statico, parete \perp} = 17 \text{ t}$) risulta pari a:

$$\frac{N_{Rd, parete \perp} + N_{Ed, statico, parete \perp}}{N_{Ed, sismico, parete \perp}} = \frac{20 + 12}{45} = 0.72 \quad (28.24)$$

La resistenza a trazione della parete è 0.71 volte inferiore rispetto alla corrispondente sollecitazione. Il rapporto tra il momento di primo snervamento della parete parallela e il suo momento sollecitante risulta pari a:

$$\frac{M_{y1, parete //}}{M_{Ed, parete //}} = \frac{149}{56} = 2.68 \quad (28.25)$$

Il momento resistente della parete è 2.68 volte superiore rispetto al suo momento sollecitante.

Il rapporto tra il momento resistente della parete parallela e il suo momento sollecitante risulta pari a:

$$\frac{M_{Rd, parete //}}{M_{Ed, parete //}} = \frac{181}{56} = 3.23 \quad (28.26)$$

Il momento resistente della parete è 3.23 volte superiore rispetto alla corrispondente sollecitazione.

Il rapporto tra il taglio resistente della parete parallela e il suo taglio sollecitante risulta pari a:

$$\frac{T_{Rd, parete //}}{T_{Ed, parete //}} = \frac{60 \text{ t}}{33 \text{ t}} = 1.82 \quad (28.27)$$

Il taglio resistente della parete parallela è 1.82 volte superiore rispetto alla corrispondente sollecitazione.

Il rapporto tra lo scorrimento resistente della parete parallela e il suo taglio sollecitante risulta pari a:

$$\frac{T_{Rd, parete //}}{T_{Ed, parete //}} = \frac{75 \text{ t}}{33 \text{ t}} = 2.28 \quad (28.28)$$

La resistenza allo scorrimento della parete parallela è 2.28 volte superiore rispetto alla corrispondente sollecitazione.

Osservando i rapporti tra le resistenze e le sollecitazioni è possibile notare che il primo meccanismo di crisi che si dovrebbe innescare nella struttura dovrebbe essere lo snervamento delle pareti perpendicolari.

28.1.5.4 Determinazione delle accelerazioni spettrali corrispondenti ai differenti meccanismi di crisi

28.1.5.4.1 Accelerazione spettrale che porta allo snervamento delle pareti perpendicolari

Per snervare le pareti perpendicolari deve essere soddisfatta la seguente uguaglianza:

$$N_{Rd, parete \perp} = N_{Ed, sismico, parete \perp} - N_{Ed, statico, parete \perp} \quad (28.29)$$

Per cui la sollecitazione di trazione nella parete perpendicolare, dovuta al solo sisma, deve essere pari a:

$$N_{Ed, sismico, parete \perp} = N_{Rd, parete \perp} + N_{Ed, statico, parete \perp} = 20 + 12 = 32 \text{ t} \quad (28.30)$$

Il rapporto tra la sollecitazione di trazione nella parete perpendicolare dovuta ad una accelerazione spettrale di snervamento, $S_{a,y}$, e la sollecitazione di trazione nella parete perpendicolare dovuta ad una accelerazione spettrale di 1g, consente di valutare il valore dell'accelerazione spettrale di snervamento:

$$\frac{N_{Ed, sismico, parete \perp} (\text{per } S_{a,y})}{N_{Ed, sismico, parete \perp} (\text{per } S_a = 1g)} = \frac{32}{45} = 0.72g \quad (28.31)$$

Ciò significa che lo snervamento della struttura, per snervamento a trazione delle pareti perpendicolari al sisma, viene raggiunto per un valore di accelerazione spettrale pari a:

$$S_{a,y} = 0.72g \quad (28.32)$$

a cui corrisponde una peak ground acceleration pari a 0.29g, dove si è ipotizzato un fattore di amplificazione della struttura pari a 2.5.

28.1.5.4.2 Accelerazione spettrale che porta allo snervamento le pareti parallele

Per snervare le pareti parallele, dopo l'avvenuto snervamento delle pareti perpendicolari, occorre applicare a ciascuna parete un momento pari a:

$$M_{Rd, parete //} = 149 \text{ t m} \quad (28.33)$$

che corrisponde ad un momento flettente complessivo sulle due pareti parallele di:

$$M_{Rd, //} = 2 \cdot M_{Rd, parete //} = 2 \cdot 149 = 298 \text{ t m} \quad (28.34)$$

Il momento flettente sull'intera struttura (tenendo conto del momento flettente che porta allo snervamento le due pareti perpendicolari) risulta pari a:

$$M_{Rd} = M_{Rd, //} + M_{Rd, \perp} = 298 + 177 = 476 \text{ t m} \quad (28.35)$$

Uguagliando il momento sollecitante, M_{Ed} , e il momento resistente, M_{Rd} , della struttura:

$$M_{Ed} = M_{Rd} = 476 \text{ t m} \quad (28.36)$$

è possibile ricavare il valore dell'accelerazione spettrale che snerva le pareti parallele:

$$S_{a, crisi \text{ per flessione pareti //}} = \frac{M_{Ed}}{m_{struttura} \cdot \frac{2}{3} \cdot H} = 1.32g \quad (28.37)$$

A tale valore corrisponde una peak ground acceleration pari a 0.53g.

28.1.5.4.3 Accelerazione spettrale che produce la crisi a flessione delle pareti parallele

Per produrre una crisi a flessione delle pareti parallele (raggiungimento delle condizioni ultime), occorre applicare a ciascuna parete un momento pari a:

$$M_{Rd, parete //} = 181 \text{ t m} \quad (28.38)$$

che corrisponde ad un momento flettente sulle due pareti parallele di:

$$M_{Rd, //} = 2 \cdot M_{Rd, parete //} = 2 \cdot 181 = 362 \text{ t m} \quad (28.39)$$

Il momento flettente sull'intera struttura (tenendo conto del momento flettente che porta allo snervamento delle due pareti perpendicolari) risulta pari a:

$$M_{Rd} = M_{Rd, //} + M_{Rd, \perp} = 362 + 177 = 540 \text{ t m} \quad (28.40)$$

Uguagliando il momento sollecitante, M_{Ed} , e il momento resistente, M_{Rd} , della struttura:

$$M_{Ed} = M_{Rd} = 540 \text{ t m} \quad (28.41)$$

è possibile ricavare il valore dell'accelerazione spettrale che produce la crisi a flessione delle pareti parallele:

$$S_{a, \text{ crisi per flessione pareti //}} = \frac{M_{Ed}}{m_{struttura} \cdot \frac{2}{3} \cdot H} = 1.50g \quad (28.42)$$

A tale valore corrisponde una peak ground acceleration pari a 0.60.

28.1.5.4.4 Accelerazione spettrale che produce la crisi a taglio delle pareti parallele

Per produrre una crisi a taglio delle pareti parallele, dopo l'avvenuto snervamento delle pareti perpendicolari, occorre applicare a ciascuna parete parallela un taglio pari a:

$$T_{Rd, \text{ parete //}} = 60 \text{ t} \quad (28.43)$$

che corrisponde ad un taglio sull'intera struttura pari a:

$$T_{Rd} = 2 \cdot T_{Rd, \text{ parete //}} = 2 \cdot 60 = 120 \text{ t} \quad (28.44)$$

Uguagliando il taglio sollecitante, T_{Ed} , e il taglio resistente, T_{Rd} , della struttura:

$$T_{Ed} = T_{Rd} = 120 \text{ t} \quad (28.45)$$

è possibile ricavare il valore dell'accelerazione spettrale che produce la crisi a taglio delle pareti parallele:

$$S_{a, \text{ crisi per taglio pareti //}} = \frac{T_{Ed}}{m_{struttura}} = \frac{120}{66} = 1.82g \quad (28.46)$$

A tale valore corrisponde una una peak ground acceleration pari a 0.73g.

28.1.5.4.5 Accelerazione spettrale che provoca la rottura per scorrimento alla base delle pareti parallele all'azione sismica

Affinché si verifichi la rottura per scorrimento alla base delle pareti parallele, occorre applicare a ciascuna parete parallela un taglio pari a:

$$S_{Rd, \text{ parete //}} = 75 \text{ t} \quad (28.47)$$

che corrisponde ad una resistenza a scorrimento della struttura pari a:

$$S_{Rd} = 2 \cdot S_{Rd, \text{ parete //}} = 2 \cdot 75 = 150 \text{ t} \quad (28.48)$$

Uguagliando la forza di scorrimento resistente, S_{Rd} , allo scorrimento sollecitante, S_{Ed} :

$$S_{Ed} = S_{Rd} = 150 \text{ t} \quad (28.49)$$

è possibile ricavare il valore dell'accelerazione spettrale che provoca la rottura per scorrimento alla base delle pareti parallele all'azione sismica:

$$S_{a, \text{ crisi per scorrimento pareti //}} = \frac{S_{Ed}}{m_{struttura}} = \frac{150}{66} = 2.28g \quad (28.50)$$

A tale valore corrisponde una peak ground acceleration pari a 0.91g.

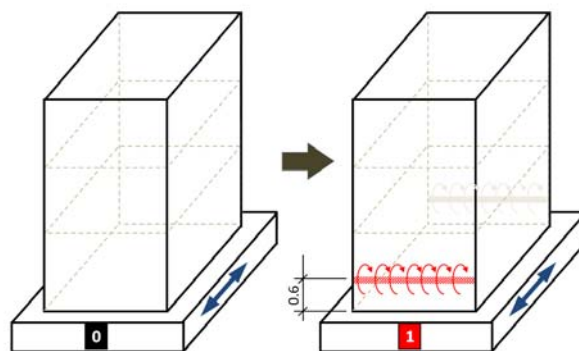
28.1.5.5 Sintesi e discussione dei risultati

In Tabella 28-2 sono sinteticamente presentati i valori della accelerazione spettrale e della peak ground acceleration corrispondenti ai differenti meccanismi di crisi della struttura ottenuti ipotizzando una distribuzione triangolare delle forze orizzontali lungo l'altezza della struttura e un fattore di amplificazione pari a 2.5. Sulla base di tali ipotesi, la sequenza con cui si sviluppano i meccanismi di crisi dell'edificio modello (schematicamente rappresentata in Figura 28.3) si compone delle seguenti 5 fasi:

1. snervamento a trazione delle pareti perpendicolari;
2. snervamento a flessione (nel piano) delle pareti parallele;
3. raggiungimento delle condizioni ultime a flessione (nel piano) delle pareti parallele;
4. crisi a taglio (nel piano) delle pareti parallele;
5. crisi per scorrimento alla base delle pareti parallele.

Tabella 28-2. Valori di accelerazione spettrale e PGA corrispondenti ai differenti meccanismi di collasso.

Meccanismo di crisi		S _a [g]	PGA [g]
1	Snervamento delle pareti perpendicolari	0.72	0.29
2	Snervamento delle pareti parallele	1.32	0.53
3	Condizioni ultime delle pareti parallele	1.50	0.60
4	Crisi a taglio delle pareti parallele	1.82	0.73
5	Scorrimento alla base delle pareti parallele	2.28	0.91



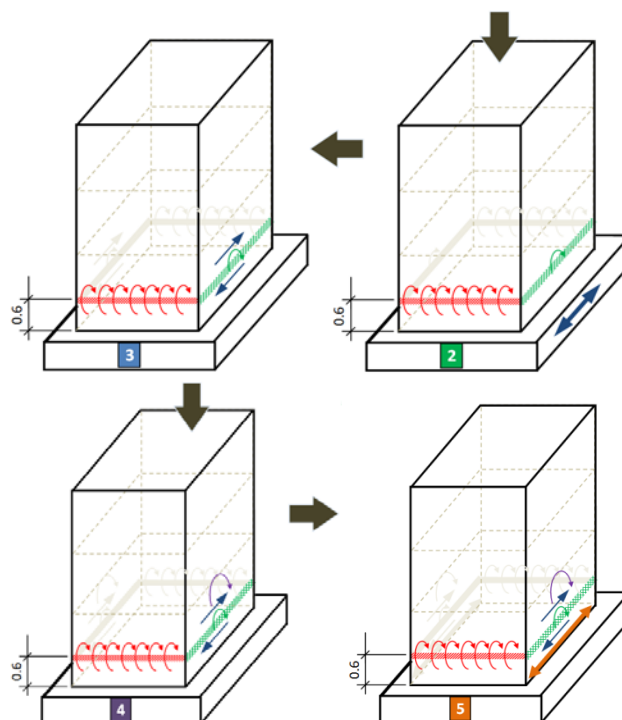


Figura 28.3. Sequenza dei meccanismi di crisi dell'edificio modello.

Le forze e i momenti trasmessi alla tavola vibrante dal complesso struttura e fondazione in tutte le possibili situazioni critiche risultano inferiori rispetto alle capacità limite della tavola stessa.

Nelle tabelle successive (Tabella 28-3 - Tabella 28-5) sono riportati i risultati ottenuti in termini di valutazione analitica delle accelerazioni spettrali corrispondenti ai differenti meccanismi di crisi ottenuti considerando anche altre distribuzioni delle forze orizzontali lungo l'altezza della struttura (i.e. distribuzione rettangolare e distribuzione effettiva) e altri valori del fattore di amplificazione della struttura (i.e. fattore di amplificazione della struttura variabili tra 1.1 e 2.5). Per ragioni di sintesi si sono omessi i calcoli (effettuati applicando lo stesso procedimento sopra descritto per il caso di distribuzione triangolare delle forze e di fattore di amplificazione pari a 2.5) e i risultati sono stati riportati esclusivamente in forma tabellare.

Nello specifico, le accelerazioni riportate nelle tabelle seguenti (Tabella 28-3 - Tabella 28-5) sono state valutate considerando:

1. una distribuzione **triangolare** delle azioni orizzontali (il taglio totale alla base risulta applicato ad una quota pari a $y_H = 2H/3$) e:
 - un fattore di amplificazione della PGA, F_0 , pari a **2.5** (Figura 28.4);
2. una distribuzione **rettangolare** delle azioni orizzontali (il taglio totale alla base risulta applicato ad una quota pari a $y_H = H/2$) e un fattore di amplificazione della PGA, F_0 , pari a:
 - **1.1**;
 - **1.2**;

- 1.3;
 - 1.4;
 - 1.5 (Figura 28.5);
 - 2;
3. la distribuzione **effettiva** delle azioni orizzontali valutata considerando le effettive masse di piano (il taglio totale alla base risulta applicato ad una quota pari a $y_H = 6.4$ m) e un fattore di amplificazione della PGA, F_0 , pari a:
- 1.1;
 - 1.2;
 - 1.3;
 - 1.4;
 - 1.5;
 - 2;
 - 2.5 (Figura 28.6);

La quota di applicazione della risultante delle forze orizzontali è stata valutata come di seguito riportato. Considerando le seguenti altezze di piano rispetto alla base dell'edificio: $z_1 = 2.75$ m, $z_2 = 5.50$ m, $z_3 = 8.20$ m, e i seguenti pesi di piano: $W_{\text{piano 1}} = W_{\text{piano 2}} = W_{\text{piano 3}} = 21.9$ t, sono state valutate le seguenti grandezze:

$$\frac{\sum_j W_j}{\sum_j z_j W_j} = 0.182$$

$$\phi(z_1) = 0.50$$

$$\phi(z_2) = 1.00$$

$$\phi(z_3) = 1.50$$

$$\frac{F_1}{a_g} = 11.0 \text{ t}$$

$$\frac{F_2}{a_g} = 22.0 \text{ t}$$

$$\frac{F_3}{a_g} = 32.8 \text{ t}$$

$$\frac{F_{tot}}{a_g} = 65.8 \text{ t}$$

Dall'equilibrio alle rotazione, è stato possibile ricavare la quota di applicazione della risultante delle forze orizzontali:

$$y_H = \frac{(F_1/a_g) \cdot z_1 + (F_2/a_g) \cdot z_2 + (F_3/a_g) \cdot z_3}{(F_{tot}/a_g)} = 6.4 \text{ m}$$

Nelle Tabelle seguenti (Tabella 28-3 - Tabella 28-5), sono sinteticamente presentati i risultati ottenuti applicando adottando le ipotesi di cui sopra. In particolare, in ogni tabella si riportano i valori di (i) accelerazione spettrale, (ii) PGA, (iii) forza totale e (iv) momento totale trasmessi dalla struttura alla tavola vibrante e (v) fattori di sicurezza nei confronti dei limiti della tavola vibrante sia in termini di forza (FS_F) che di momento (FS_M) corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi dell'edificio modello.

La forza totale e il momento totale trasmessi dalla struttura alla tavola vibrante e i corrispondenti fattori di sicurezza nei confronti dei limiti della tavola vibrante sia in termini di forza (FS_F) che di momento (FS_M) sono stati valutati come di seguito riportato.

La forza totale trasmessa dalla struttura alla tavola vibrante risulta dalla seguente relazione:

$$F_{Tot} = m_{struttura} \cdot S_a + (m_{fondazione} + m_{tavola}) \cdot PGA \quad (28.51)$$

In cui:

$m_{struttura}$ è la massa della struttura;

$m_{fondazione}$ è la massa della fondazione;

m_{tavola} è la massa della tavola vibrante;

S_a è l'accelerazione spettrale corrispondente al meccanismo di crisi considerato;

PGA è la PGA corrispondente al meccanismo di crisi considerato.

Analogamente, il momento totale trasmesso dalla struttura alla tavola vibrante risulta dalla seguente relazione:

$$M_{Tot} = m_{struttura} \cdot S_a \cdot (y_H + H_{fond}) + m_{fondazione} \cdot PGA \cdot \frac{H_{fond}}{2} - M_{Stab} \quad (28.52)$$

In cui:

y_H è l'altezza della struttura;

H_{fond} è l'altezza della fondazione;

M_{Stab} è il momento stabilizzante dato dal peso della struttura, e valutato con la seguente relazione (trascurando, a favore di sicurezza, il peso della tavola vibrante):

$$M_{stabilizzante} = (W_{struttura} + W_{fondazione}) \cdot \frac{\ell_{II}}{2} \quad (28.53)$$

In cui:

$W_{struttura}$ è il peso della struttura;

$W_{\text{fondazione}}$ è il peso della fondazione;

$l_{//}$ è la larghezza delle pareti parallele.

I fattori di sicurezza nei confronti dei limiti della tavola vibrante sono stati valutati mediante le seguenti relazioni:

$$FS_F = \frac{F_{\text{max, tavola}}}{F_{\text{Tot}}} \quad (28.54)$$

$$FS_M = \frac{M_{\text{max, tavola}}}{M_{\text{Tot}}} \quad (28.55)$$

In cui:

$F_{\text{max, tavola}}$ è la massima forza sopportabile dalla tavola vibrante;

$M_{\text{max, tavola}}$ è il massimo momento sopportabile dalla tavola vibrante.

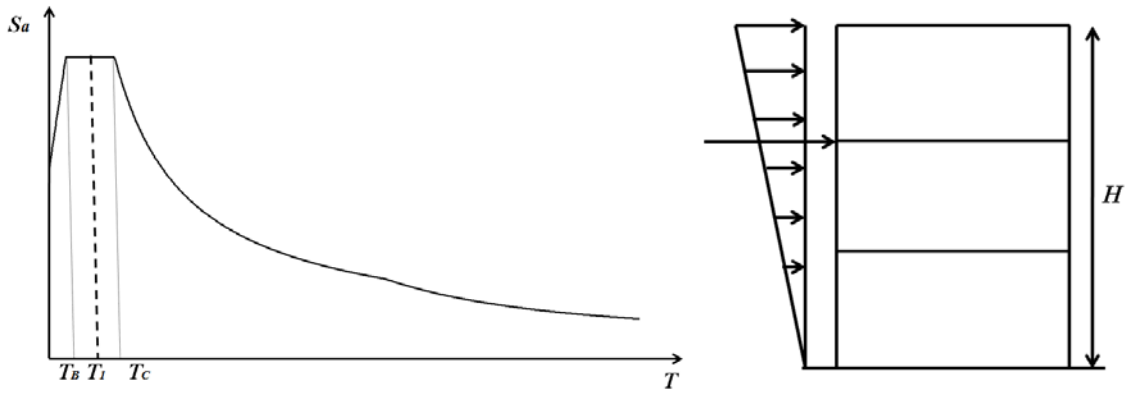


Figura 28.4. Fattore di amplificazione della PGA pari a 2.5 e taglio totale alla base applicato ad una quota pari a $2H/3$.

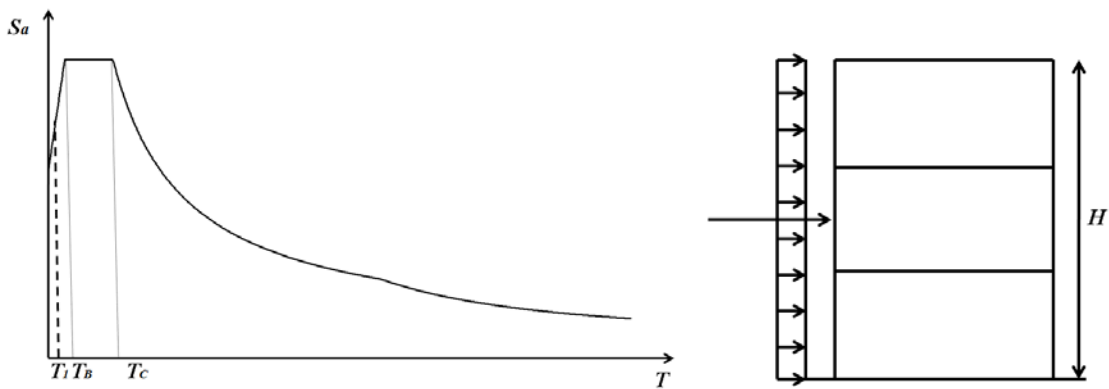


Figura 28.5. Fattore di amplificazione della PGA pari a 1.5 e taglio totale alla base applicato ad una quota pari a $H/2$.

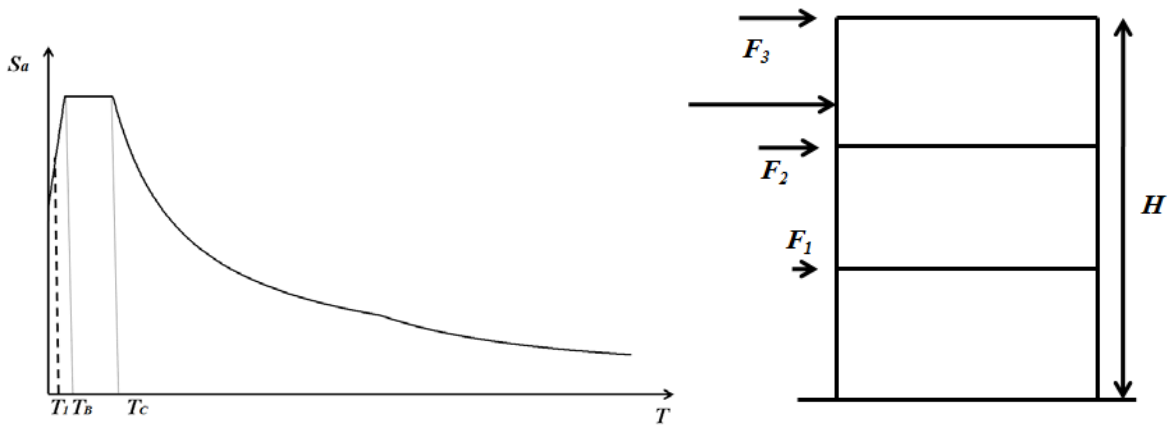


Figura 28.6. Fattore di amplificazione della PGA pari a 2.5 e taglio totale alla base applicato ad una quota pari a 6.4 m.

Tabella 28-3. Valori di accelerazione spettrale, PGA, forza totale e momento totale trasmessi dalla struttura alla tavola vibrante e fattori di sicurezza nei confronti dei limiti della tavola vibrante sia in termini di forza che di momento corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi dell'edificio modello valutati ipotizzando una distribuzione triangolare delle azioni orizzontali e un fattore di amplificazione della PGA pari a (a) 1.1; (b) 1.2; (c) 1.3; (d) 1.5; (e) 2; (f) 2.5.

IPOTESI: $y_H = 2H/3$ e $F_0 = 1.1$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.72	0.65	84	58	2.1	6.9	
Fessurazione pareti parallele	1.15	1.04	134	226	1.3	1.8	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.66	213	487	0.8	0.8
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.99	127	204	1.4	2.0
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.67	86	66	2.0	6.1
Snervamento pareti parallele	1.32	1.20	154	294	1.1	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.50	1.36	175	363	1.0	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	2.08	267	667	0.7	0.6	

IPOTESI: $y_H = 2H/3$ e $F_0 = 1.2$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.72	0.60	80	58	2.2	6.9	
Fessurazione pareti parallele	1.15	0.96	129	226	1.4	1.8	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.52	205	487	0.9	0.8
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.91	123	203	1.4	2.0
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.61	83	66	2.1	6.1
Snervamento pareti parallele	1.32	1.10	149	294	1.2	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.50	1.25	169	363	1.0	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.90	257	667	0.7	0.6	

IPOTESI: $y_H = 2H/3$ e $F_0 = 1.3$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.72	0.55	78	58	2.2	7.0	
Fessurazione pareti parallele	1.15	0.88	125	226	1.4	1.8	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.40	198	487	0.9	0.8
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.84	119	203	1.5	2.0
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.57	80	65	2.2	6.1
Snervamento pareti parallele	1.32	1.02	144	293	1.2	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.50	1.15	163	362	1.1	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.76	249	667	0.7	0.6	

IPOTESI: $y_H = 2H/3$ e $F_0 = 1.5$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.72	0.48	74	57	2.4	7.0	
Fessurazione pareti parallele	1.15	0.77	118	225	1.5	1.8	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.21	188	486	0.9	0.8
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.73	113	203	1.6	2.0
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.49	76	65	2.3	6.1
Snervamento pareti parallele	1.32	0.88	136	293	1.3	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.50	1.00	155	362	1.1	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.52	236	666	0.7	0.6	

IPOTESI: $y_H = 2H/3$ e $F_0 = 2$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.72	0.36	67	57	2.6	7.0	
Fessurazione pareti parallele	1.15	0.57	108	225	1.6	1.8	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	0.91	171	485	1.0	0.8
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.55	102	202	1.7	2.0
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.37	69	65	2.5	6.2
Snervamento pareti parallele	1.32	0.66	124	292	1.4	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.50	0.75	141	361	1.2	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.14	214	665	0.8	0.6	

IPOTESI: $y_H = 2H/3$ e $F_0 = 2.5$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.72	0.29	63	57	2.8	7.0	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	0.73	161	485	1.1	0.8
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.44	96	202	1.8	2.0
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.29	65	65	2.7	6.2
Snervamento pareti parallele	1.32	0.53	117	292	1.5	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.50	0.60	132	361	1.3	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	0.91	201	664	0.9	0.6	

Tabella 28-4. Valori di accelerazione spettrale, PGA, forza totale e momento totale trasmessi dalla struttura alla tavola vibrante e fattori di sicurezza nei confronti dei limiti della tavola vibrante sia in termini di forza che di momento corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi dell'edificio modello valutati ipotizzando una distribuzione rettangolare delle azioni orizzontali e un fattore di amplificazione della PGA pari a (a) 1.1, (b) 1.2, (c) 1.3, (d) 1.4, (e) 1.5, (f) 2.

IPOTESI: $y_H = H/2$ e $F_0 = 1.1$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.95	0.87	111	65	1.6	6.2	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.66	213	324	0.8	1.2
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.99	127	106	1.4	3.8
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.67	86	0	2.0	-801.2
Snervamento pareti parallele	1.76	1.60	206	307	0.8	1.3	
Condizioni ultime pareti parallele	2.00	1.82	234	377	0.7	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	2.08	267	462	0.7	0.9	

IPOTESI: $y_H = H/2$ e $F_0 = 1.2$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.95	0.80	107	65	1.6	6.2	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.52	205	323	0.9	1.2
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.91	123	105	1.4	3.8
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.61	83	-1	2.1	-610.4
Snervamento pareti parallele	1.76	1.47	198	306	0.9	1.3	
Condizioni ultime pareti parallele	2.00	1.67	225	377	0.8	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.90	257	462	0.7	0.9	

IPOTESI: $y_H = H/2$ e $F_0 = 1.3$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.95	0.73	104	64	1.7	6.2	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.40	198	323	0.9	1.2
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.84	119	105	1.5	3.8
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.57	80	-1	2.2	-508.0
Snervamento pareti parallele	1.76	1.36	192	306	0.9	1.3	
Condizioni ultime pareti parallele	2.00	1.54	218	377	0.8	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.76	249	461	0.7	0.9	

IPOTESI: $y_H = H/2$ e $F_0 = 1.4$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.95	0.68	101	64	1.7	6.2	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.30	193	323	0.9	1.2
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.78	115	105	1.5	3.8
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.53	78	-1	2.2	-444.2
Snervamento pareti parallele	1.76	1.26	187	306	0.9	1.3	
Condizioni ultime pareti parallele	2.00	1.43	212	376	0.8	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.63	242	461	0.7	0.9	

IPOTESI: $y_H = H/2$ e $F_0 = 1.5$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.95	0.64	98	64	1.8	6.2	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.21	188	322	0.9	1.2
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.73	113	105	1.6	3.8
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.49	76	-1	2.3	-400.5
Snervamento pareti parallele	1.76	1.18	182	305	1.0	1.3	
Condizioni ultime pareti parallele	2.00	1.33	206	376	0.8	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.52	236	460	0.7	0.9	

IPOTESI: $y_H = H/2$ e $F_0 = 2$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.95	0.48	90	64	2.0	6.3	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	0.91	171	322	1.0	1.2
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.55	102	104	1.7	3.8
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.37	69	-1	2.5	-298.1
Snervamento pareti parallele	1.76	0.88	165	305	1.1	1.3	
Condizioni ultime pareti parallele	2.00	1.00	188	375	0.9	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.14	214	459	0.8	0.9	

Tabella 28-5. Valori di accelerazione spettrale, PGA, forza totale e momento totale trasmessi dalla struttura alla tavola vibrante e fattori di sicurezza nei confronti dei limiti della tavola vibrante sia in termini di forza che di momento corrispondenti ai possibili meccanismi di crisi dell'edificio modello valutati considerando l'effettivo punto di applicazione della risultante delle forze orizzontali ed ipotizzando un fattore di amplificazione della PGA pari a (a) 1.1, (b) 1.2, (c) 1.3, (d) 1.4, (e) 1.5, (f) 2, (g) 2.5.

(a)

IPOTESI: $y_H =$ da calcolo e $F_0 = 1.1$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.61	0.56	71	55	2.4	7.3	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.66	213	598	0.8	0.7
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.99	127	270	1.4	1.5
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.67	86	110	2.0	3.6
Snervamento pareti parallele	1.13	1.03	132	288	1.3	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.28	1.17	150	357	1.2	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	2.08	267	806	0.7	0.5	

(c)

IPOTESI: $y_H =$ da calcolo e $F_0 = 1.3$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.61	0.47	67	55	2.6	7.3	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.40	198	597	0.9	0.7
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.84	119	269	1.5	1.5
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.57	80	110	2.2	3.6
Snervamento pareti parallele	1.13	0.87	123	288	1.4	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.28	0.99	140	356	1.3	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.76	249	805	0.7	0.5	

(e)

IPOTESI: $y_H =$ da calcolo e $F_0 = 1.5$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.61	0.41	63	54	2.8	7.3	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.21	188	597	0.9	0.7
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.73	113	269	1.6	1.5
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.49	76	110	2.3	3.6
Snervamento pareti parallele	1.13	0.75	117	288	1.5	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.28	0.86	132	356	1.3	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.52	236	804	0.7	0.5	

(b)

IPOTESI: $y_H =$ da calcolo e $F_0 = 1.2$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.61	0.51	69	55	2.5	7.3	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.52	205	597	0.9	0.7
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.91	123	269	1.4	1.5
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.61	83	110	2.1	3.6
Snervamento pareti parallele	1.13	0.94	127	288	1.4	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.28	1.07	144	356	1.2	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.90	257	805	0.7	0.5	

(d)

IPOTESI: $y_H =$ da calcolo e $F_0 = 1.4$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.61	0.44	65	55	2.7	7.3	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	1.30	193	597	0.9	0.7
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.78	115	269	1.5	1.5
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.53	78	110	2.2	3.6
Snervamento pareti parallele	1.13	0.81	120	288	1.5	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.28	0.92	136	356	1.3	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.63	242	804	0.7	0.5	

(f)

IPOTESI: $y_H =$ da calcolo e $F_0 = 2$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.61	0.31	57	54	3.0	7.4	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	0.91	171	596	1.0	0.7
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.55	102	268	1.7	1.5
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.37	69	109	2.5	3.7
Snervamento pareti parallele	1.13	0.57	106	287	1.6	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.28	0.64	120	355	1.5	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	1.14	214	803	0.8	0.5	

(g)

IPOTESI: $y_H =$ da calcolo e $F_0 = 2.5$							
Crisi per	S_a	PGA	F_{tot}	M_{tot}	FS_F	FS_M	
	[g]	[g]	[t]	[t m]	[-]	[-]	
Snervamento pareti perpendicolari	0.61	0.24	54	54	3.2	7.4	
Crisi a taglio	$\theta = 22^\circ$	1.82	0.73	161	595	1.1	0.7
	$\theta = 34^\circ$	1.09	0.44	96	268	1.8	1.5
	$\theta = 45^\circ$	0.74	0.29	65	109	2.7	3.7
Snervamento pareti parallele	1.13	0.45	100	287	1.8	1.4	
Condizioni ultime pareti parallele	1.28	0.51	113	355	1.5	1.1	
Scorrimento alla base pareti parallele	2.28	0.91	201	802	0.9	0.5	

28.1.6 Periodo fondamentale: previsioni numeriche e analitiche

Il periodo fondamentale della struttura è stato valutato, in fase di progettazione, in modo numerico e in modo analitico. In entrambi i casi il periodo proprio è stato valutato considerando i seguenti valori del modulo elastico delle pareti:

- a) modulo elastico pari a $E_c = 30000$ MPa;
- b) modulo elastico pari a $E_c/2 = 15000$ MPa;
- c) modulo elastico pari a $E_c/10 = 3000$ MPa.

La valutazione numerica del periodo fondamentale dell'edificio modello è stata effettuata realizzando un modello ad elementi finiti della struttura con il programma SAP2000 Versione 14. In questo modello le pareti, i sopra-porta e i sopra- e sotto- finestra sono stati modellati con elementi shell caratterizzati da uno spessore membranale pari a 8 cm (pari cioè all'effettivo spessore delle pareti in c.a. trascurando, cioè, lo spessore dello strato interno in polistirene).

La valutazione analitica del periodo fondamentale dell'edificio modello è stata condotta assimilando la struttura ad un oscillatore semplice, ipotizzando che la massa dell'edificio fosse concentrata a quota:

- $2H/3$;
- $H/2$;

(con H altezza dell'edificio) e valutando la rigidezza della struttura tenendo conto sia della rigidezza flessionale della struttura che della rigidezza tagliante delle pareti parallele alla direzione dell'input. La rigidezza flessionale della struttura è stata inoltre calcolata ipotizzando lo schema statico a mensola della struttura ($k_{flessione} = 3EJ/h^3$) e lo schema statico di incastro-incastro scorrevole ($k_{flessione} = 12EJ/h^3$). In tutti i casi è stata trascurata la presenza delle aperture nelle pareti. Nello specifico, il periodo proprio della struttura è stato calcolato analiticamente con la seguente formula:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (28.56)$$

In cui:

m è la massa della struttura;

$k = \frac{1}{(1/k_{flessione} + 1/k_{taglio})}$ è la rigidezza della struttura;

Dove: $k_{flessione} = \frac{3EJ}{h^3}$; $k_{flessione} = \frac{12EJ}{h^3}$ e $k_{taglio} = \frac{GA}{\chi h}$ rappresentano rispettivamente la rigidezza a flessione (secondo lo schema statico a mensola e lo schema statico di incastro – incastro scorrevole) e a taglio. Nelle formule precedenti:

E indica il modulo elastico del calcestruzzo delle pareti (che sarà assunto di volta in volta pari a $E_c = 30000$ MPa; $0.5 E_c$ e $0.1 E_c$);

G indica il modulo di elasticità tangenziale del calcestruzzo delle pareti che sarà funzione del modulo elastico secondo la relazione:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (28.57)$$

J è il momento di inerzia della sezione della struttura, che risulta pari a: $J = 7.26 \text{ m}^4$

h è la altezza il cui si considera concentrata tutta la massa (h sarà considerata pari a $2H/3 = 546$ cm e ad $H/2 = 410$ cm);

A è l'area resistente a taglio (i.e. l'area delle due pareti parallele alla direzione del sisma), che risulta pari a: $A = 2 \cdot A_{\text{parete}} = 0.896 \text{ m}^2$

$\chi = 1.2$ il fattore di taglio della sezione rettangolare.

In Tabella 28-6 si riportano, al variare del modulo elastico del calcestruzzo, i valori del periodo proprio della struttura ottenuti numericamente attraverso il modello ad elementi finiti della struttura e analiticamente considerando la struttura come un oscillatore semplice con massa concentrata a $2H/3$ o ad $H/2$.

Tabella 28-6. Periodi della struttura al variare del modulo elastico delle pareti.

Modulo elastico [kg/cm ²]	Modello FEM	Periodo Proprio [s]			
		Oscillatore semplice con massa concentrata a:			
		$h = 2H/3$		$h = H/2$	
		$k_{\text{flessione}} = \frac{3EJ}{h^3};$ $k_{\text{taglio}} = \frac{GA}{\chi h}$	$k_{\text{flessione}} = \frac{12EJ}{h^3};$ $k_{\text{taglio}} = \frac{GA}{\chi h}$	$k_{\text{flessione}} = \frac{3EJ}{h^3};$ $k_{\text{taglio}} = \frac{GA}{\chi h}$	$k_{\text{flessione}} = \frac{12EJ}{h^3};$ $k_{\text{taglio}} = \frac{GA}{\chi h}$
$E = 300000$	0.07	0.05	0.042	0.042	0.035
$0.5E = 150000$	0.095	0.067	0.069	0.054	0.05
$0.1E = 30000$	0.21	0.15	0.13	0.12	0.11

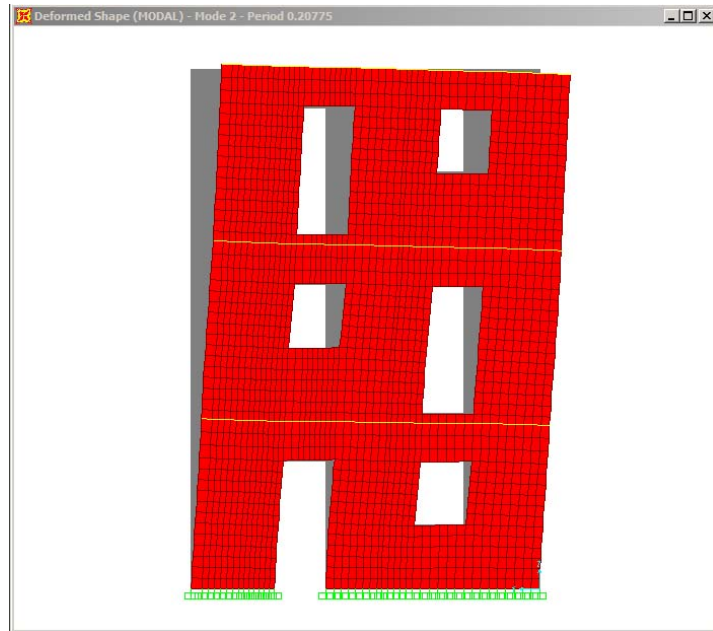


Figura 28.7. Modo di vibrare.

Dall'analisi di tali risultati è possibile osservare che:

- il valore di periodo ottenuto con il modello ad elementi finiti è maggiore dei valori ottenuti analiticamente schematizzando la struttura con un oscillatore semplice;
- il valore atteso di periodo proprio della struttura è compreso tra 0.1 s e 0.2 s. In particolare, ci si aspetta di osservare un periodo prossimo agli 0.1 s (corrispondente al caso con $E/2$) durante l'identificazione dinamica condotta sulla struttura non fessurata e un valore di periodo prossimo agli 0.2 s (corrispondente al caso con $E/10$) durante l'identificazione dinamica condotta sulla struttura fessurata.

29 Prova su tavola vibrante: costruzione della struttura

In questo Capitolo, si riporta, fase per fase, la descrizione della costruzione della struttura da provare su tavola vibrante. La struttura è stata costruita all'incirca in un mese, tra fine Aprile e Maggio 2011. Per avere un quadro sintetico dell'esecuzione dei lavori, nella tabella seguente (Tabella 29-1) è riportata la data e l'attività svolta in tale data. Nei paragrafi successivi sono riportate:

- le caratteristiche dei materiali prescritti per la realizzazione della struttura;
- le caratteristiche dei provini di materiale realizzati per individuare le caratteristiche meccaniche effettive degli stessi;
- le caratteristiche dei pannelli modulari impiegati per la realizzazione delle pareti;
- le caratteristiche dei pannelli modulari impiegati per la realizzazione dei solai;
- le varie fasi di lavorazione, partendo dall'applicazione delle riprese per la realizzazione delle connessioni di base tra fondazione e pareti di piano terra, fino alla realizzazione del solaio di copertura e delle finiture realizzate.

Tabella 29-1. Quadro sintetico dell'esecuzione dei lavori.

Giorno	Attività
19/04/2011	Inizio lavori
20/04/2011	Fori per le riprese
21/04/2011	Ancoraggi chimici per le riprese
02/05/2011	Montaggio pannelli del primo piano
03/05/2011	Inserimento armature aggiuntive
04/05/2011	Inserimento armature aggiuntive
05/05/2011	Inserimento armature aggiuntive + Inizio del getto delle pareti (primo strato)
06/05/2011	Getto (primo strato) delle pareti del piano terra
09/05/2011	Getto (secondo strato) delle pareti del piano terra
10/05/2011	Posizionamento dei pannelli del solaio del piano primo
11/05/2011	Posizionamento armature del solaio del piano primo + getto del solaio
12/05/2011	Posizionamento pannelli del piano primo
13/05/2011	Inserimento armature aggiuntive + Getto delle pareti (primo strato)
14/05/2011	Getto (secondo strato) delle pareti del piano terra
15/05/2011	Posizionamento dei pannelli del solaio del piano secondo
25/05/2011	Posizionamento armature del solaio del piano secondo
26/05/2011	Getto del solaio del piano secondo
27/05/2011	Posizionamento pannelli del piano secondo
28/05/2011	Inserimento armature aggiuntive + Getto delle pareti (primo strato)
29/05/2011	Getto (secondo strato) delle pareti del piano secondo
30/05/2011	Posizionamento dei pannelli del solaio di copertura
31/05/2011	Posizionamento armature del solaio di copertura
01/06/2011	Getto del solaio di copertura

29.1 I materiali con cui è stata realizzata la struttura

I materiali impiegati per la realizzazione della struttura da provare sulla tavola vibrante sono gli stessi che vengono tipicamente impiegati per la realizzazione delle strutture a pareti sandwich in c. a. gettato in opera.

29.1.1 Calcestruzzo applicato in opera con modalità a “spritz beton”

Per le pareti, è stato impiegato calcestruzzo di classe C25/30 applicato in opera con modalità a “spritz beton”. In particolare, il materiale impiegato è il cosiddetto “RR 32” della Ditta Fassa Bortolo.

29.1.2 Calcestruzzo applicato mediante getto

Per i solai e i cordoli, è stato impiegato calcestruzzo di tipo ordinario di classe C25/30 applicato mediante getto tradizionale.

29.1.3 Acciaio nervato

Tutte le armature inserite in cantiere (tra cui anche quelle per realizzare le connessioni di base, le connessioni tra pareti, le connessioni tra pareti e solai, i cordoli ed i solai di piano) sono barre di acciaio B450C di diametro pari a $\phi 8$ mm, $\phi 12$ mm e $\phi 16$ mm.

29.1.4 Acciaio zincato

Le reti elettrosaldate e i connettori sono ottenuti a partire da fili lisci di acciaio zincato di diametro pari a $\phi 2.5$ mm e $\phi 3$ mm aventi le stesse caratteristiche di un acciaio per cemento armato tipo B450C.

29.1.5 Ancoraggi chimici delle riprese da fondazione

Per la realizzazione degli agganci chimici delle riprese dalla fondazione è stato utilizzato l’ancorante chimico epossidico “fisher FIS EM”.

29.2 Valutazione delle resistenze meccaniche effettive dei materiali

Per valutare le caratteristiche meccaniche effettive dei materiali con cui è stata realizzata la struttura sono state condotte delle prove su provini di materiale da costruzione. In particolare:

- per ogni getto di calcestruzzo sono stati realizzati 2 cubetti di dimensioni regolamentari (15 cm x 15 cm x 15 cm) per un totale di 18 cubetti; questi provini sono stati realizzati utilizzando dei casseri in polistirolo;
- per il getto delle pareti del terzo piano sono stati realizzati 3 + 3 provini cilindrici (3 per ciascuno dei due strati di calcestruzzo applicati) di diametro pari a 14 cm e altezza pari a $2.5 \cdot 14 = 35$ cm, per la valutazione (i) della resistenza cilindrica e (ii) del modulo elastico; questi provini sono stati realizzati utilizzando come cassero dei tubi in PVC;
- per ogni diametro di acciaio nervato utilizzato sono state prelevati 3 spezzoni di barre; in particolare:
 - 3 barre $\phi 8$;
 - 3 barre $\phi 12$;
 - 3 barre $\phi 16$;
- per ogni diametro di acciaio zincato utilizzato sono state prelevati 3 spezzoni di barre; in particolare:
 - 3 barre $\phi 2.5$;
 - 3 barre $\phi 3$.

Nelle tabelle seguenti (Tabella 28-2 - Tabella 29-4), si riportano i valori delle resistenze dei materiali valutate a partire dai provini di cui sopra.

Osservando i risultati riportati nelle tabelle seguenti (Tabella 28-2 - Tabella 29-4), è possibile notare che i materiali effettivamente impiegati per realizzare la struttura risultano caratterizzati dalle seguente resistenze medie:

- resistenza a compressione media del calcestruzzo: $f_{cm} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- resistenza di snervamento media dell'acciaio nervato: $f_{ym} = 5433 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- resistenza di snervamento media dell'acciaio zincato: $f_{ym} = 4580 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Tali valori sono sostanzialmente analoghi alle resistenze medie dei materiali ipotizzate in fase di progettazione.

Tabella 29-2. Parametri caratteristici relativi ai fili di acciaio zincato $\phi 2.5$ mm desunti a partire da prove di trazione.

Campione	ϕ_{nom} mm	A_0 mm ²	F_V N	f_y Mpa	F_t N	f_t Mpa	l_0 mm	l mm	A_{gt} %	f_t/f_y
Trafilcoop -1.1	2.5	4.91	2182.50	444.5	2746.2	542.3	100	118.5	18.5	1.22
Trafilcoop -1.2	2.5	4.91	2218.34	451.8	2662.2	542.2	100	118.0	18	1.20
Trafilcoop -1.3	2.5	4.91	2249.76	458.2	2722.10	554.4	100	118.5	18.5	1.21
Trafilcoop -1 medie			2216.87	451.5	2710.16	546.3			18.3	1.21
Trafilcoop -2.1	2.5	4.91	2186.17	445.3	2778.1	565.9	100	119.5	19.5	1.27
Trafilcoop -2.2	2.5	4.91	2288.06	466.0	2791.33	568.5	100	118.5	18.5	1.22
Trafilcoop -2.3	2.5	4.91	2247.80	457.8	2764.82	563.1	100	120.0	20.0	1.23
Trafilcoop -2 medie			2240.67	456.4	2778.08	565.8			19.3	1.24
Trafilcoop -3.1	2.5	4.91	2168.89	441.7	2758.25	561.9	100	120.0	20	1.27
Trafilcoop -3.2	2.5	4.91	2215.56	451.35	2661.7	542.2	100	118.0	18	1.20
Trafilcoop -3.3	2.5	4.91	2310.84	470.76	2701.7	550.4	100	118.5	18.5	1.17
Trafilcoop -3 medie			2281.83	464.85	2685.0	547.0			18.8	1.21

Tabella 29-3. Parametri caratteristici relativi ai fili di acciaio nervato ($\phi 8$, $\phi 10$, $\phi 12$, $\phi 14$, $\phi 16$) desunti a partire da prove di trazione.

RISULTATI DELLE PROVE DI TRAZIONE E PIEGAMENTO
(UNI EN ISO 15630-1)

N.	Diametro nominale (mm)	Lunghezza barra (mm)	Diametro barra equipesante (mm)	Sezione (mm ²)	Tolleranza sezione (%)	Massa per unità di lungh. (kg/m)	TRAZIONE			ALLUNG. A_{gt} (%)	Piegamento e Raddrizz.	Marchio Identificazione e Scheda
							Snervamento f_y (N/mm ²)	Rottura f_t (N/mm ²)	f_t/f_y			
1	8	500	8,04	50,75	1,01	0,398	561	696	1,24	11,7	SF	a: Stefana 042/08-CA
2	8	500	8,05	50,90	1,31	0,400	559	694	1,24	11,3	SF	a: Stefana 042/08-CA
3	8	500	8,05	50,85	1,21	0,399	540	695	1,29	12,3	SF	a: Stefana 042/08-CA
4	10	500	9,98	78,11	-0,49	0,613	540	653	1,21	6,8	SF	a: Feralpi Sid. 022/10-CA
5	10	500	9,95	77,73	-0,99	0,610	543	644	1,19	6,9	SF	a: Feralpi Sid. 022/10-CA
6	10	500	9,98	78,14	-0,46	0,613	540	640	1,19	7,1	SF	a: Feralpi Sid. 022/10-CA
7	12	500	11,99	112,84	-0,18	0,886	548	661	1,21	8,3	SF	a: Feralpi Sid. 022/10-CA
8	12	500	12,02	113,32	0,25	0,890	554	641	1,16	8,5	SF	a: Feralpi Sid. 022/10-CA
9	12	500	12,00	112,99	-0,04	0,887	564	660	1,17	7,8	SF	a: Feralpi Sid. 022/10-CA
10	14	500	14,01	154,17	0,20	1,210	522	617	1,18	10,4	SF	a: Feralpi Sid. 022/10-CA
11	14	500	14,00	153,91	0,03	1,208	510	606	1,19	8,9	SF	a: Feralpi Sid. 022/10-CA
12	14	500	14,02	154,19	0,21	1,210	528	617	1,17	9,3	SF	a: Feralpi Sid. 022/10-CA
13	16	500	16,00	200,99	0,02	1,578	547	620	1,13	12,0	SF	a: Alfa Acciai 007/08-CA
14	16	500	16,00	201,04	0,04	1,578	551	625	1,13	11,1	SF	a: Alfa Acciai 007/08-CA
15	16	500	16,00	200,99	0,02	1,578	542	615	1,14	12,6	SF	a: Alfa Acciai 007/08-CA

Tabella 29-4. Parametri caratteristici relativi ai cubetti di calcestruzzo.

N°	Contrassegno del provino	Dimensioni (mm)			Massa provino kg	Massa volumica kg/m ³	Carico massimo kN	Resistenza f_c N/mm ²	Tipo di rottura
		Lung.	Larg.	Altez.					
1	intonaco p.terra 06/05/11	150	150	150	7,150	2.119	638	28,34	s
2	intonaco p.terra 06/05/11	150	150	150	7,200	2.133	618	27,47	s
3	getto solaio 11/05/11	150	150	150	7,890	2.338	687	30,52	s
4	getto solaio 11/05/11	150	150	150	7,820	2.317	687	30,52	s
5	tavola vib. 1° passata 13/05/11	150	150	150	7,410	2.196	755	33,57	s
6	tavola vib. 2° passata 14/05/11	150	150	150	7,290	2.160	667	29,65	s
7	tavola vib. 1° passata 28/05/11	150	150	150	7,300	2.163	677	30,08	s
8	tavola vib. 1° passata 29/05/11	150	150	150	7,340	2.175	736	32,70	s
9	intonaco 2° mano P.T. 09/06/11	150	150	150	7,160	2.121	657	29,21	s
10	intonaco 2° mano P.T. 09/06/11	150	150	150	7,230	2.142	657	29,21	s

29.3 I pannelli modulari per la realizzazione delle pareti dell'edificio

I *pannelli modulari* ("Pannello Nidyon Singolo Portante NYSP") con cui realizzare la struttura da provare sulla tavola vibrante sono stati prodotti seguendo la stessa sequenza e adottando gli stessi dettagli descritti nella Parte I. L'unica differenza rispetto ai pannelli standard tipicamente realizzati è stata quella di dimezzare il quantitativo di armatura fornito dalle due reti elettrosaldate.

In particolare, i *pannelli modulari* (Figura 29.1) sono stati prodotti con una larghezza standard di 1120 mm e un'altezza pari a 2.50 m. Lo strato di *polistirene espanso* di ciascun pannello, sagomato con un profilo ad onda nella direzione orizzontale, è caratterizzato da uno spessore di 100 mm, ed è stato ottenuto mediante taglio a pantografo di blocchi della dimensione di 1 m x 1 m x 4 m. Durante la fase di produzione in stabilimento, lo strato di EPS così ottenuto è stato inserito fra due reti elettrosaldate aventi una larghezza standard di 1165 mm e un'altezza pari a 2.50 m.

Le reti elettrosaldate sono state ottenute a partire da fili lisci di acciaio zincato, con caratteristiche meccaniche e di duttilità conformi a quelle dell'acciaio per c.a. B450C, aventi diametro 2.5 mm e una maglia di passo 10 cm x 10 cm. In dettaglio, il passo dei fili orizzontali è stato mantenuto costante e pari a 10 cm, mentre quello dei fili verticali è stato mantenuto, in media, pari a 10 cm (i fili verticali sono stati disposti con un passo variabile con la seguente sequenza 5 cm, 10 cm, 15 cm). Il motivo di ciò risiede nel fatto che la macchina pannellatrice, che collega le due reti elettrosaldate fra loro mediante i connettori metallici, è in grado di applicare i connettori con passo orizzontale fisso pari a 15 cm, mentre il passo verticale dei connettori può essere regolato.

Come per i pannelli standard tipicamente prodotti, i connettori metallici, che attraversano lo strato in EPS e vengono adeguatamente saldati alle due reti in fase di produzione, hanno diametro pari a 3 mm e sono stati realizzati con lo stesso materiale delle reti elettrosaldate.

La Figura 29.2 mostra la sezione orizzontale e verticale di un *pannello modulare* di dimensioni standard, attraverso la quale è possibile desumerne la conformazione geometrica sopra descritta.



Figura 29.1. Immagine di un pannello modulare di dimensioni standard con armatura dimezzata.

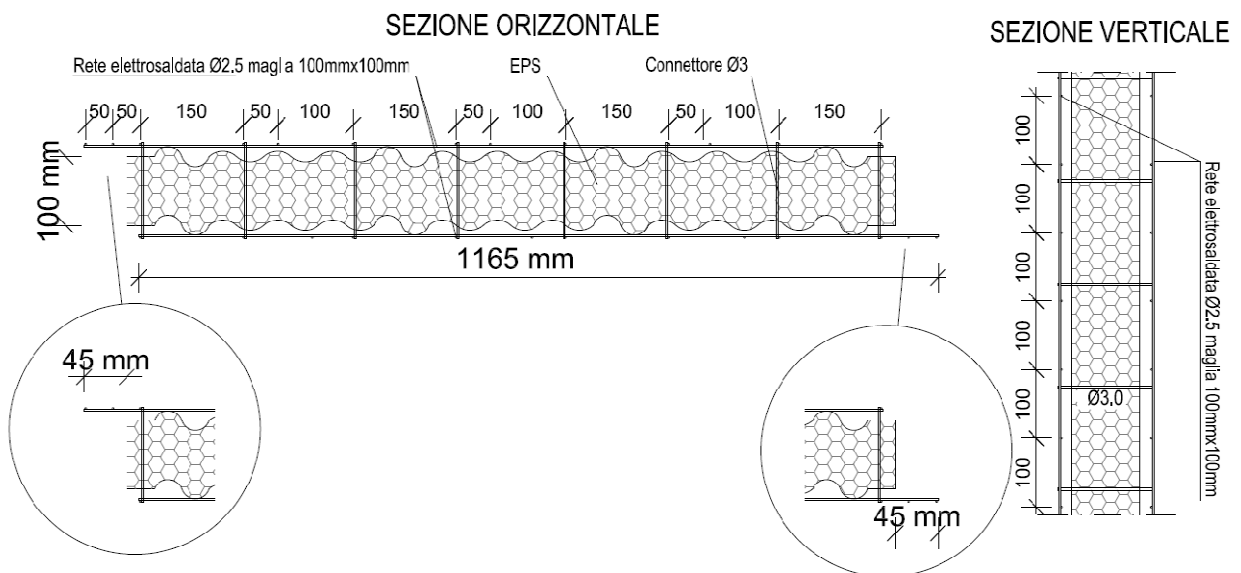


Figura 29.2. Sezione orizzontale di un pannello modulare con armatura dimezzata con ingrandimento sul dettaglio con cui vengono realizzate le sue estremità al fine di garantire, ad assemblaggio terminato, la continuità delle armature orizzontali.

29.4 I pannelli modulari per la realizzazione dei solai

I pannelli modulari per la realizzazione dei solai (“pannello Nidyon NYF”) sono stati prodotti con una larghezza standard di 1120 mm e una lunghezza pari a 3.94 m (Figura 29.3 e Figura 29.4). Il cassero in polistirene espanso è stato ottenuto mediante taglio a pantografo di blocchi della dimensione di 1 m x 1 m x 4 m ed è stato sagomato come rappresentato in (Figura 29.3 e Figura 29.4).

Durante la fase di produzione in stabilimento, il cassero in EPS così ottenuto è stato inserito fra due reti elettrosaldate aventi una larghezza standard di 1120 mm e una lunghezza pari a 3.94 m. Le reti elettrosaldate sono state ottenute a partire da fili lisci di acciaio zincato, con caratteristiche meccaniche e di duttilità conformi a quelle dell'acciaio per c.a. B450C. La rete di intradosso è costituita da fili di acciaio zincato di diametro 2.5 mm e una maglia di passo 5 cm x 5 cm, quella di estradosso è costituita da fili di acciaio zincato di diametro 2.5 mm e una maglia di passo 15 cm x 15 cm. Le due reti elettrosaldate sono collegate fra loro mediante connettori metallici di diametro 3 mm (di identico materiale) disposti in quantità di 47 al m² che attraversano lo strato in EPS e vengono adeguatamente saldati alle due reti in fase di produzione.

La Figura 29.4 mostra la sezione trasversale di un pannello modulare NYF di dimensioni standard, attraverso la quale è possibile desumerne la conformazione geometrica sopra descritta.



Figura 29.3. Immagine di un pannello modulare NYF di dimensioni standard per la realizzazione dei solai.

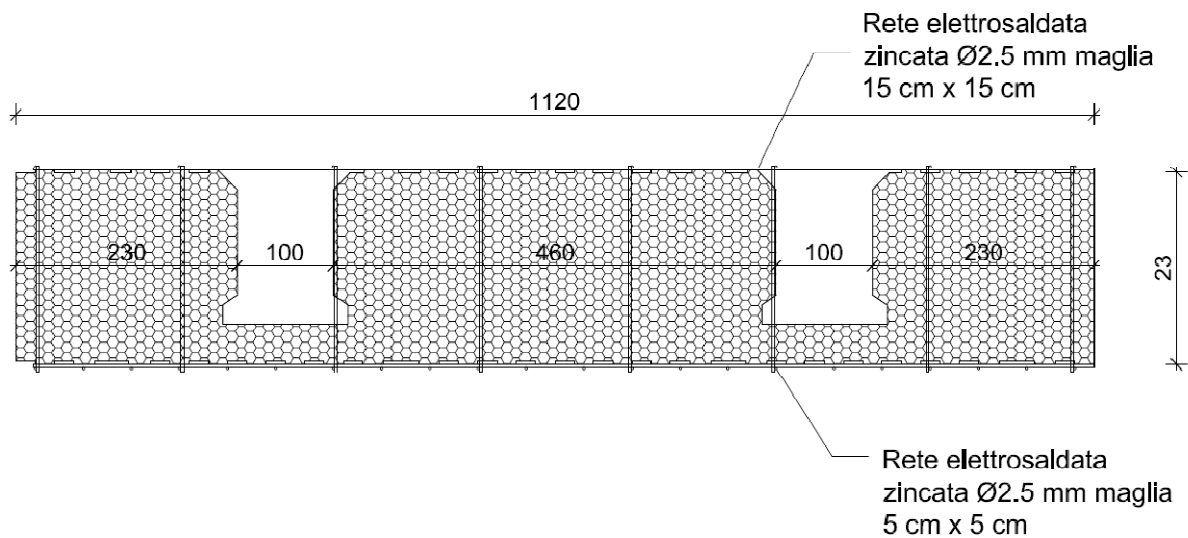


Figura 29.4. Sezione trasversale di un pannello modulare solaio.

29.5 La fondazione

La fondazione della struttura non è stata realizzata ad hoc per la struttura a pareti sandwich, in quanto si è scelto di riutilizzare la stessa fondazione e lo stesso sistema di sollevamento e abbassamento già adottati per la prova su tavola vibrante condotta su un edificio a pareti portanti in muratura. La fondazione in parola ha dimensioni pari a 6.40 m x 5.10 m. I due lati lunghi (quelli da 6.40 m) sono caratterizzati da una sezione rettangolare di dimensioni 70 cm x 40 cm, mentre quelli corti (quelli da 5.10 m) sono caratterizzati da una sezione rettangolare di dimensioni 65 cm x 40 cm. In Figura 29.5 si riporta la foto della fondazione dell'edificio modello.



Figura 29.5. Fondazione della struttura.

29.6 Realizzazione delle pareti di piano terra

29.6.1 Posizionamento delle riprese per la realizzazione delle connessioni di base

Al fine di mettere in opera i *pannelli modulari*, sono state predisposte specifiche armature verticali di ripresa atte a realizzare una rigida *connessione fra la fondazione e le pareti (connessione di base)* come di seguito descritto.

1. In primo luogo è stato eseguito il corretto tracciamento in modo da garantire che i ferri di ripresa vengano a collocarsi al centro dello spessore medio delle due lastre in calcestruzzo (4 cm su ogni lato del pannello) che verranno successivamente realizzate per costituire la parete finita (Figura 29.6).
2. In secondo luogo sono stati realizzati i fori per le riprese (Figura 29.6):
 - per le riprese $\phi 8$ passo 30 cm sono stati realizzati fori di diametro pari a 12 mm e lunghezza di 30 cm;
 - per le riprese $\phi 16$ sono stati realizzati fori di diametro pari a 22 mm e lunghezza di 35 cm;
 - per le riprese $\phi 12$ sono stati realizzati fori di diametro pari a 20 mm e lunghezza di 30 cm;

I fori per i $\phi 8$ sono stati realizzati in modo non allineato (Figura 29.7), per questo motivo sui lati corti della struttura sono stati realizzati 13 fori sul lato interno della parete e 14 fori sul lato esterno della parete, mentre motivo sui lati lunghi della struttura sono stati realizzati 18 fori sia sul lato interno che sul lato esterno della parete.

I fori per i $\phi 16$ sono stati realizzati in corrispondenza dei quattro spigoli dell'edificio così come da particolare costruttivo (Figura 29.9).

I fori per i $\phi 12$ sono stati realizzati in corrispondenza delle barre verticali di riquadratura delle aperture così come da particolare costruttivo.

3. In terzo luogo si è provveduto alla pulizia dei fori per garantire la corretta applicazione degli ancoraggi chimici.
4. In quarto luogo sono stati realizzati gli agganci chimici (Figura 29.8) delle riprese verticali. Le lunghezze di spicco delle barre dalla fondazione sono pari a:
 - 60 cm per le riprese $\phi 8$ passo 30 cm;
 - 100 cm per le riprese $\phi 16$;
 - 70 cm per le riprese $\phi 12$.



Figura 29.6. Tracciamento ed esecuzione dei fori per le riprese verticali emergenti dalla struttura di fondazione.



Figura 29.7. Riprese verticali per i $\phi 8$ passo 30 cm e per i $\phi 16$.



Figura 29.8. Agganci chimici per riprese verticali $\phi 8$ passo 30 cm.

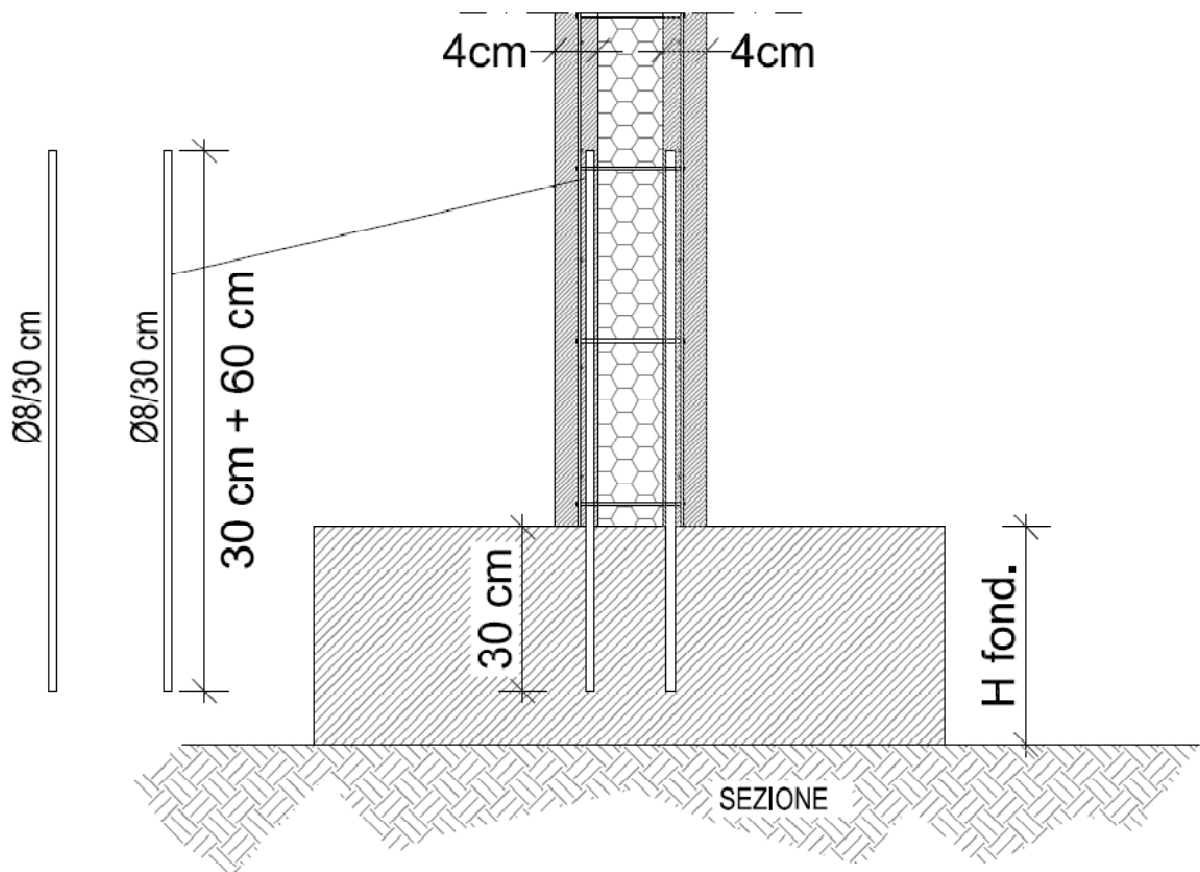


Figura 29.9. Particolare costruttivo della connessione di base.

29.6.2 Posizionamento dei pannelli per la realizzazione delle pareti di supporto

I *pannelli modulari*, identificati in termini di tipo e posizione mediante apposita marcatura, sono stati posizionati uno a fianco all'altro partendo da un angolo della struttura (come rappresentato in Figura 29.10) e seguendo, secondo il tracciamento a terra, l'ordine di montaggio indicato nell'abaco di produzione (come mostrato in Figura 29.11), predisposto in accordo con il progetto strutturale, in modo da ottenere la cosiddetta parete di supporto (Figura 29.12) per la successiva realizzazione della *parete sandwich*. Rispetto all'abaco di produzione è stata, per errore, apportata la seguente modifica: il pannello modulare numero 6 del setto A/1-2 è stato montato ruotato di 180°. Per questo motivo, per mantenere l'allineamento delle aperture a tutti e tre i piani, tutti i pannelli modulari al di sopra del pannello numero 6 del setto A/1-2 sono stati montati ruotati di 180°. Per questo motivo, rispetto al progetto originale, il prospetto della parete 4 è stato leggermente modificato, e la porzione di parete tra le due file di aperture allineate risulta stretta circa 20 cm in meno rispetto al progetto strutturale di cui al Capitolo 6 mentre la porzione di parete tra la seconda fila di aperture e lo spigolo con la parete 3 risulta più larga di 20 cm.

La posa in opera dei *pannelli modulari* è stata effettuata con opportuna precisione, avendo l'accortezza di far passare le barre di ripresa della fondazione all'interno delle reti elettrosaldate (Figura 29.12 e Figura 29.13).

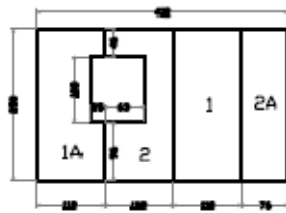
La *parete di supporto* così ottenuta è stata poi adeguatamente puntellata, al fine di evitare disallineamenti o fuori piombo della parete finita.

I *pannelli modulari* sono appositamente sagomati in modo da garantire, ad assemblaggio terminato, una opportuna sovrapposizione delle armature orizzontali (le reti si sovrappongono per circa 45 mm, come mostrato in Figura 29.15). La continuità strutturale delle armature orizzontali viene ottenuta per mezzo di tale sovrapposizione, unitamente a legature effettuate in opera in corrispondenza dei punti di saldatura delle reti elettrosaldate (Figura 29.15) mediante:

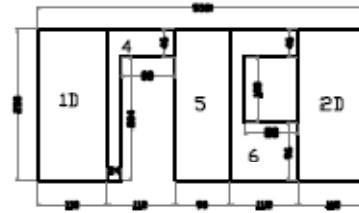
- clips metalliche disposte ogni 20 cm (applicate con apposita pistola graffettatrice pneumatica certificata (Figura 29.14));
- fil di ferro ogni 20 cm.

Le *pareti di supporto* così ottenute vengono poi completate, prima dell'applicazione del calcestruzzo, con le armature integrative per la realizzazione delle *connessioni fra pareti* e delle *connessioni fra pareti e solai*.

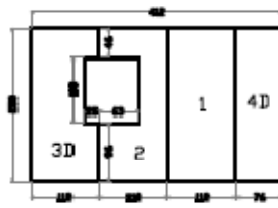
PIANO TERRA - PANNELLI NYSP10



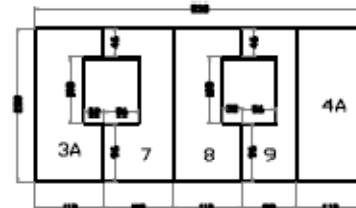
SETTO 1/A-B



SETTO A/1-2



SETTO 2/A-B



SETTO B/1-2

Descrizione		Disegno		2
Progetto		Scala	Formato	
Servizio		Per		
Responsabile progetto		Approvato		
Progetto tavolo vibrato		1:50		
Fondo				
Ing. Luca Storti				

Figura 29.11. Piano Primo - abaco di produzione con l'indicazione delle numerazioni dei pannelli modulari e delle connessioni da realizzare in cantiere.



Figura 29.12. Pannelli modulari assemblati per costituire la parete di supporto.



Figura 29.13. Posa in opera dei pannelli modulari con le barre di ripresa inserite all'interno della rete diffusa.



Figura 29.14. Graffettatrice pneumatica



Figura 29.15. Dettaglio del sistema di legatura delle armature orizzontali con clips metalliche a passo 20 cm e fil di ferro a passo 20 cm.

29.6.3 Posizionamento delle armature integrative per la realizzazione delle connessioni tra pareti

Le pareti di supporto ortogonali sono state collegate le une alle altre attraverso le connessioni tra pareti.

Le connessioni tra pareti (Figura 29.17) sono state realizzate seguendo i particolari costruttivi di cui in Figura 29.16; in particolare, in corrispondenza degli spigoli della struttura:

- sono state disposte barre orizzontali ad U $\phi 8$ passo 30 cm inserite all'interno della rete diffusa dei due pannelli ortogonali;
- una barra verticale $\phi 16$ (catena) inserita (dall'alto) all'interno della gabbia formata dalle barre orizzontali ad U e opportunamente legata a queste ultime e alla corrispondente ripresa dalla fondazione;
- in corrispondenza del lato esterno ed interno sono state applicate due reti elettrosaldate angolare ($\phi 2.5$ maglia 5 cm x 5 cm di lato pari a 20 cm x 20 cm realizzate con lo stesso materiale delle reti diffuse dei pannelli modulari) aventi la funzione di ripristinare la continuità delle armature orizzontali. Attraverso il taglio di alcuni fili, queste reti sono state ricondotta ad una maglia 10 cm x 10 cm (la stessa dell'armatura diffusa di ciascuna parete di supporto).

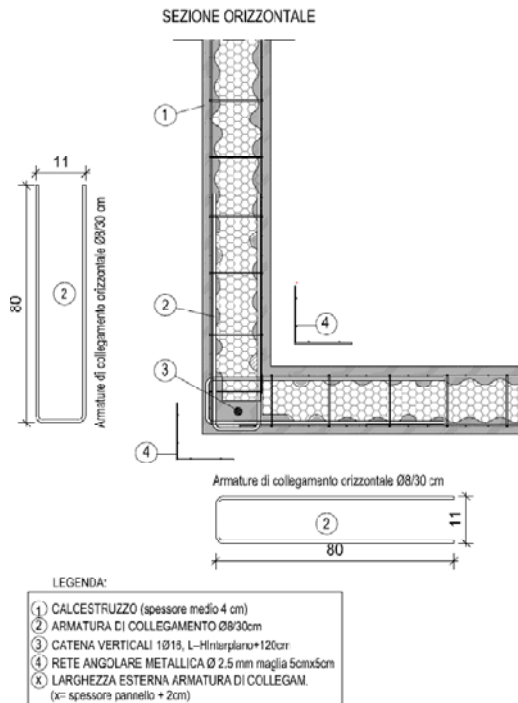


Figura 29.16. Particolare costruttivo della connessione tra pareti a 2 vie; connessione a getto completato.



(a)



(b)



(c)

Figura 29.17. Connessione tra pareti a 2 vie (a) lato esterno; (b) lato interno; (c) dettaglio del lato esterno: catena $\phi 16$ all'interno della gabbia costituita dalle barre orizzontali ad U ($\phi 8$ passo 30 cm) inserite a loro volta all'interno delle reti elettrosaldate delle pareti di supporto ortogonali e retina angolare per ripristinare la continuità delle armature orizzontali opportunamente tagliate per realizzare una maglia passo 10 cm x 10 cm.

29.6.4 *Posizionamento delle armature integrative per la realizzazione delle riquadrature delle aperture*

A riquadro della porta e delle cinque finestre sono state disposte armature integrative come da particolare costruttivo (Figura 29.18 e Figura 29.19). In particolare, in corrispondenza dei lati di ciascuna apertura sono state disposte:

- barre a U $\phi 8$ passo 30 cm inserite all'interno delle reti della parete di supporto;
- 1 (lato interno) + 1 (lato esterno) barre $\phi 12$ all'interno delle barre a U $\phi 8$ passo 30 cm;
- due reti elettrosaldate angolari ($\phi 2.5$ maglia 5 cm x 5 cm di lato pari a 20 cm x 20 cm realizzate con lo stesso materiale delle reti diffuse dei pannelli modulari) portaintonaco con funzione non strutturale. Per renderle effettivamente non strutturali, queste reti sono state tagliate in modo diffuso impedendo così ai fili verticali e orizzontali di prendere carico.

Gli angoli delle aperture sono stati rinforzati, sia sul lato esterno che su quello interno, con reti elettrosaldate ($\phi 2.5$ maglia 5 cm x 5 cm realizzate con lo stesso materiale delle reti diffuse dei pannelli modulari) di dimensioni pari a 20 cm x 35 cm orientate a 45°.

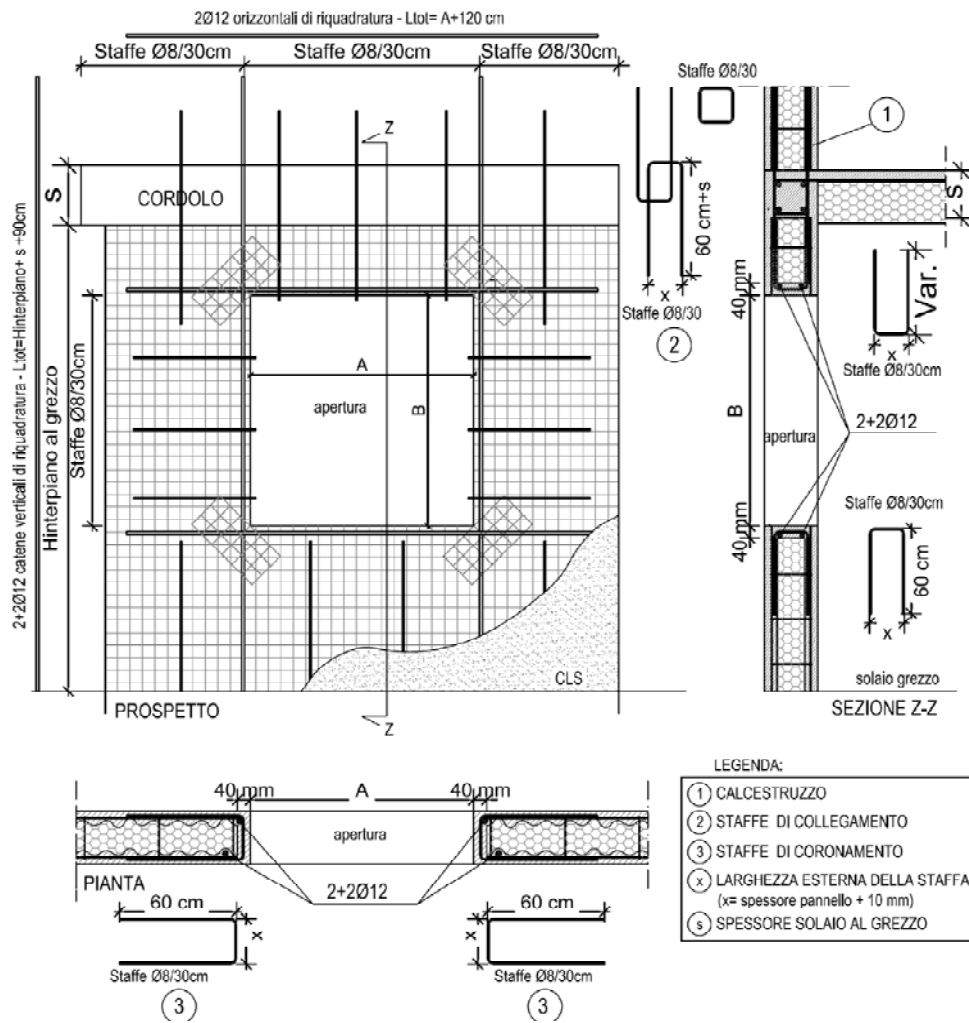


Figura 29.18. Particolare costruttivo della riquadratura della finestra.

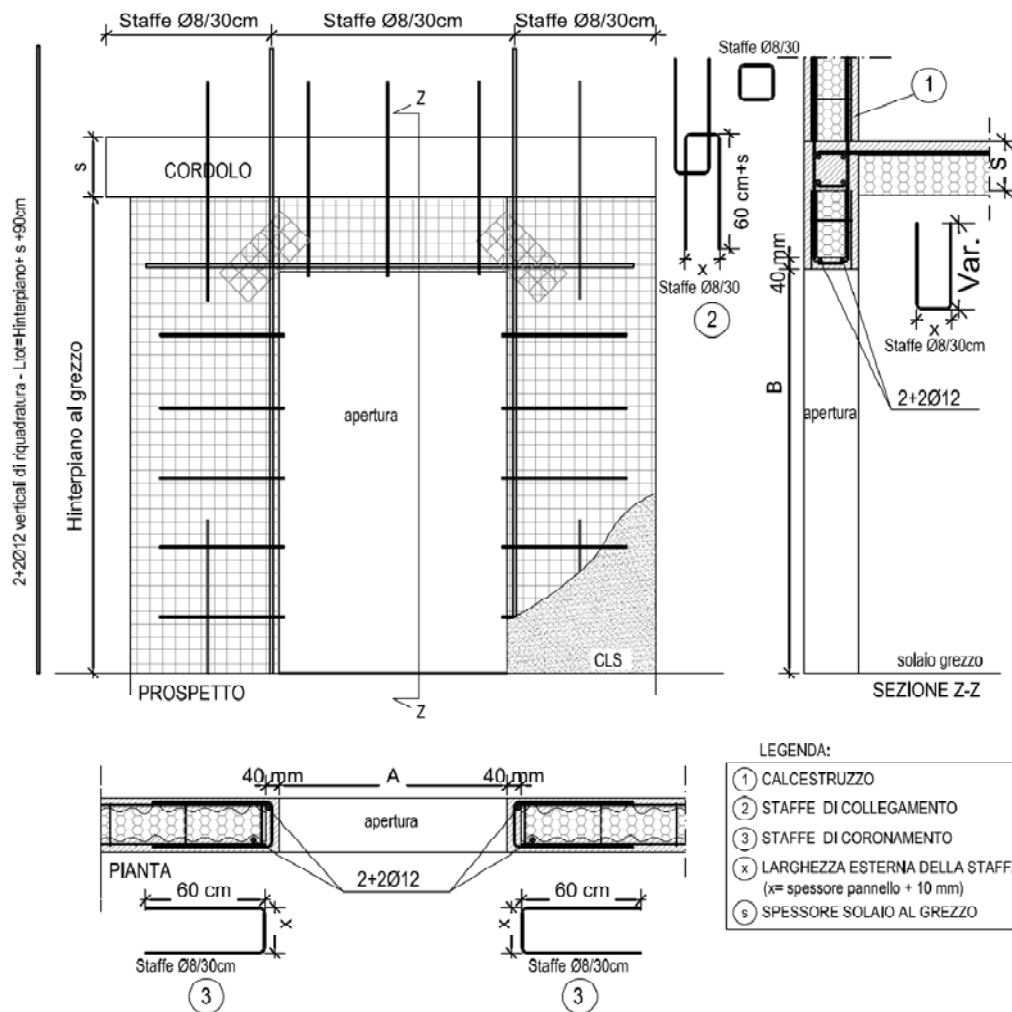


Figura 29.19. Particolare costruttivo della riquadratura della porta.

29.6.5 Posizionamento delle armature integrative per la realizzazione delle connessioni tra pareti e solai

In corrispondenza della sommità delle pareti di supporto, sono state disposte delle barre a U, $\phi 8$ passo 30 (dette cuffie), verso il basso per la successiva realizzazione delle *connessioni tra pareti e solai* (Figura 29.20). Le cuffie sono state inserite all'interno delle reti diffuse delle pareti di supporto.

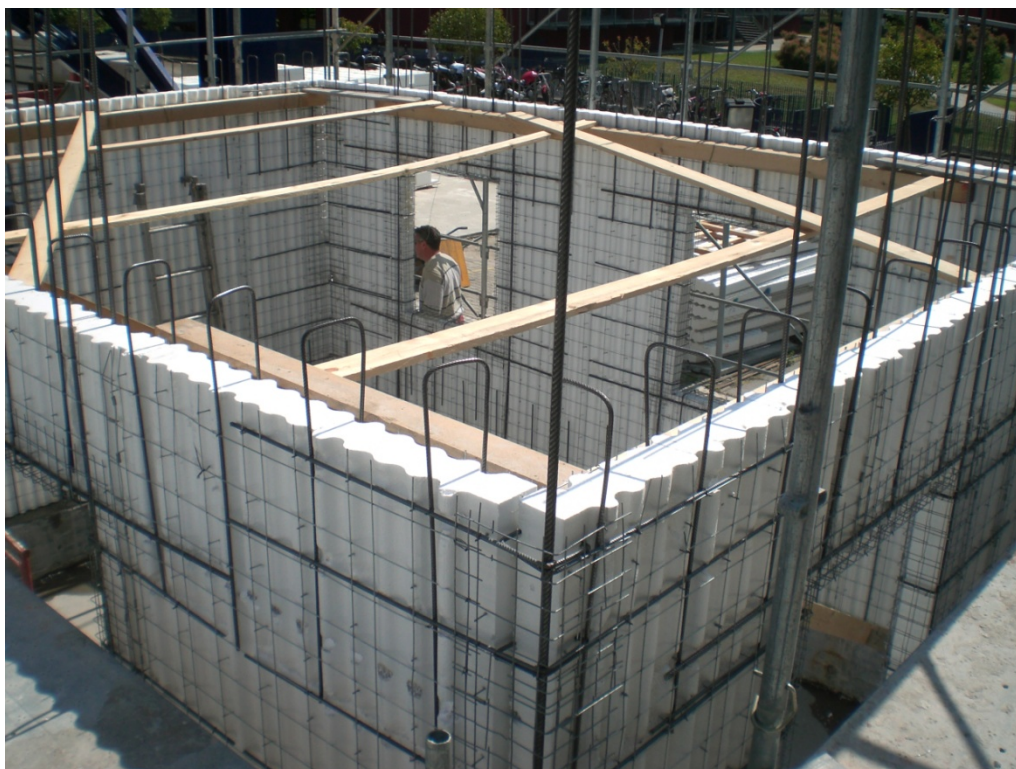


Figura 29.20. Barre a U ($\phi 8$ passo 30) in corrispondenza della sommità delle pareti di supporto, rivolte verso il basso ed inserite all'interno delle reti diffuse delle pareti di supporto.

29.6.6 Applicazione del calcestruzzo a “spritz beton”

Una volta che le *pareti di supporto* sono state completate e che sono state posizionate le opportune armature aggiuntive, due strati di calcestruzzo (ciascuno di spessore mediamente pari a circa 20 mm) sono stati applicati su ciascun lato in modo da ottenere la *cosiddetta parete sandwich*.

L'applicazione del calcestruzzo è stata effettuata a “*spritz beton*” (ossia a spruzzo, Figura 29.21), utilizzando una lancia alimentata da una turbopompa ad aria compressa.

Gli strati di calcestruzzo sono stati applicati in due fasi distinte: su ogni lato della parete di supporto, è stato spruzzato (*i*) un primo strato, di spessore pari a circa 20 mm, fino ad ottenere il ricoprimento delle reti elettrosaldate e (*ii*), una volta raggiunto il primo indurimento dello strato precedentemente applicato, è stato spruzzato un ulteriore strato fino al raggiungimento dello spessore complessivo (medio) pari a 4 cm (Figura 29.22).



Figura 29.21. Applicazione del primo strato di calcestruzzo a “spritz beton”.



Figura 29.22. Le parete sandwich del piano terra, dopo l'applicazione del secondo strato di calcestruzzo, prima della rasatura di finitura.

29.7 Realizzazione del solaio del piano primo

29.7.1 Posizionamento dei pannelli per la realizzazione del solaio di piano primo

Per la realizzazione del solaio di piano primo, sono state in primo luogo predisposti i puntelli e le travi in legno di supporto del solaio (Figura 29.23).



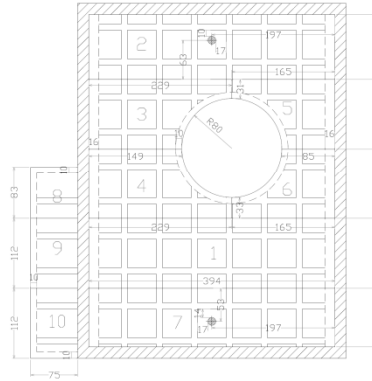
Figura 29.23. Posizionamento dei puntelli e le travi in legno di supporto del solaio.

I *pannelli modulari Nidyon NYF*, identificati in termini di tipo e posizione mediante apposita marcatura, sono stati posizionati uno a fianco all'altro (come rappresentato in Figura 29.24), a filo della superficie finita esterna della parete sandwich del piano terra, seguendo l'ordine di montaggio indicato nell'abaco di produzione (come mostrato in Figura 29.25), predisposto in accordo con il progetto strutturale, in modo da ottenere il cassero per il successivo getto del solaio (Figura 29.26).



Figura 29.24. Posizionamento dei pannelli solaio NYF per la realizzazione del cassero per il solaio.

PIANO PRIMO PANNELLI NYF 4/20+5



Committente:	Disegno: Impalcato piano primo		
Progetto: Progetto tavola vibrante	Scala: 1:50	Data:	Tavola: 3
Comune: Pavia	File:		
Responsabile progettista: Ing. Luca Biselli	Repertorio:		

Figura 29.25. Aabaco di produzione con l'indicazione delle numerazioni dei pannelli modulari solaio.

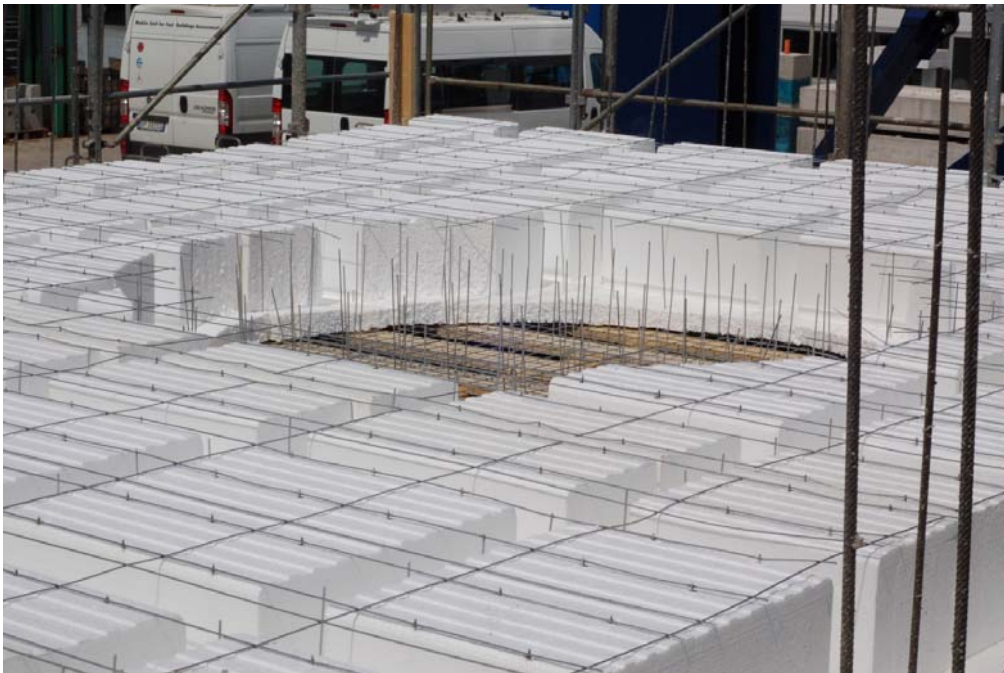


Figura 29.26. Cassero per il solaio.

29.7.2 Posizionamento delle armature del cordolo

Lungo tutto il perimetro dell'edificio, sulla sommità delle pareti sandwich del piano terra (ossia, all'intersezione fra le pareti del piano terra ed il solaio del piano primo) è stato realizzato, come da particolare costruttivo, un cordolo in c.a. di dimensioni pari a 18 cm x 25 cm (largo quanto la sottostante parete sandwich e alto quanto il solaio). L'armatura del cordolo (Figura 29.27 e Figura 29.28) è costituita da:

- 1) barre a U $\phi 8$ passo 30 rivolte verso il basso inserite all'interno delle reti diffuse delle pareti di supporto sottostante (c.f.r. paragrafo 29.6.5 e Figura 29.20);
- 2) barre a U $\phi 8$ passo 30 rivolte verso l'alto da inserire successivamente all'interno delle reti diffuse delle pareti di supporto sovrastante (Figura 29.28);
- 3) staffe chiuse $\phi 8$ passo 30;
- 4) quattro barre orizzontali $\phi 12$ inserite all'interno della gabbia di armatura costituita dalle barre a U e dalle staffe chiuse (Figura 29.28).

CORDOLO TIPO A 18x25

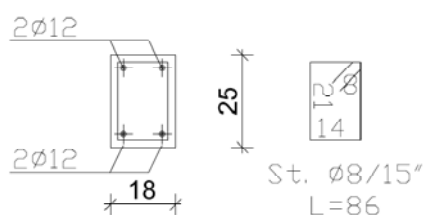


Figura 29.27. Cordolo del solaio del primo piano.



Figura 29.28. Cordolo del solaio del primo piano.

29.7.3 Posizionamento delle armature del solaio

Il cassero del solaio è stato completato con l'aggiunta delle armature, in conformità al progetto strutturale (

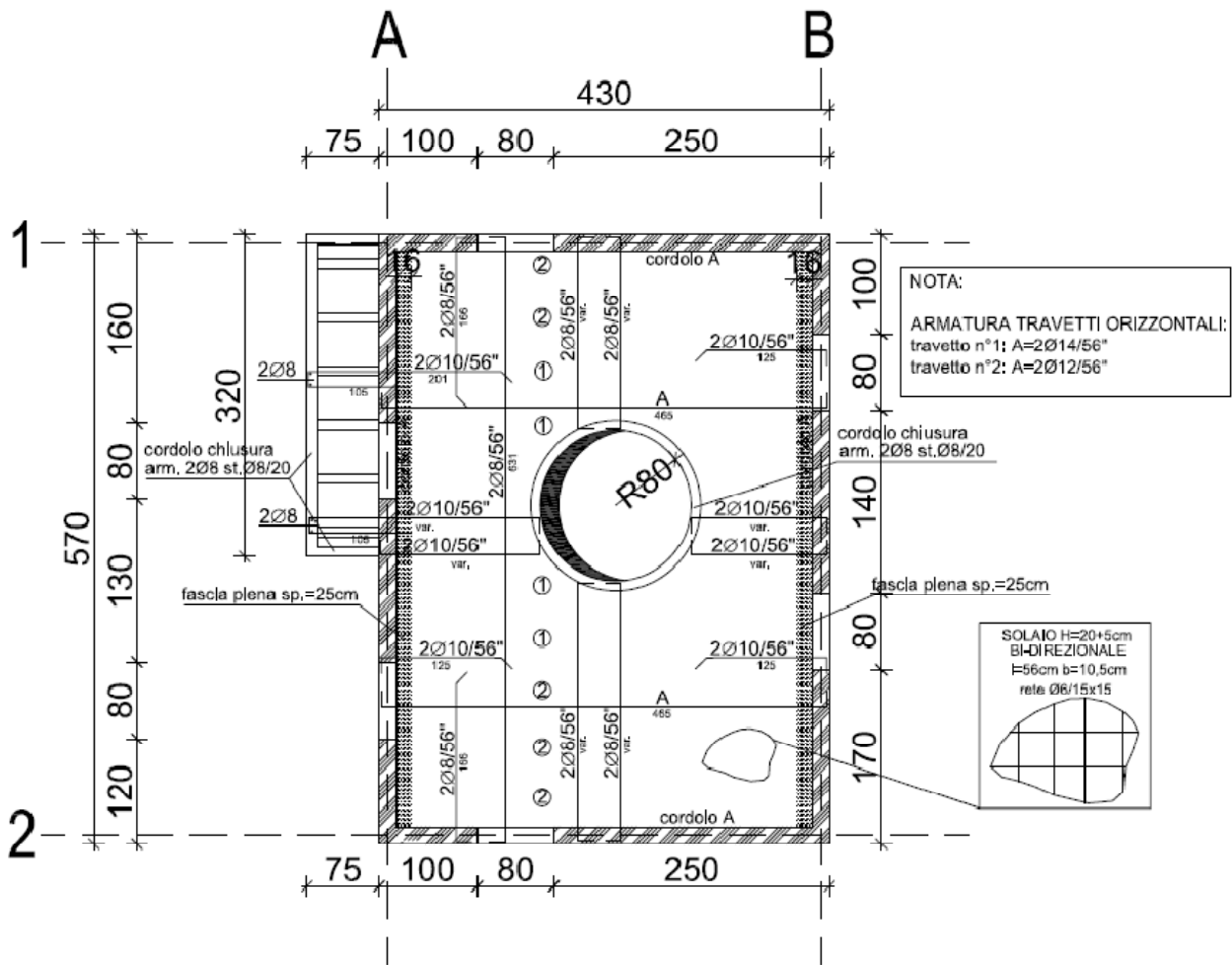


Figura 29.29, Figura 29.30, Figura 29.31 e Figura 29.32).

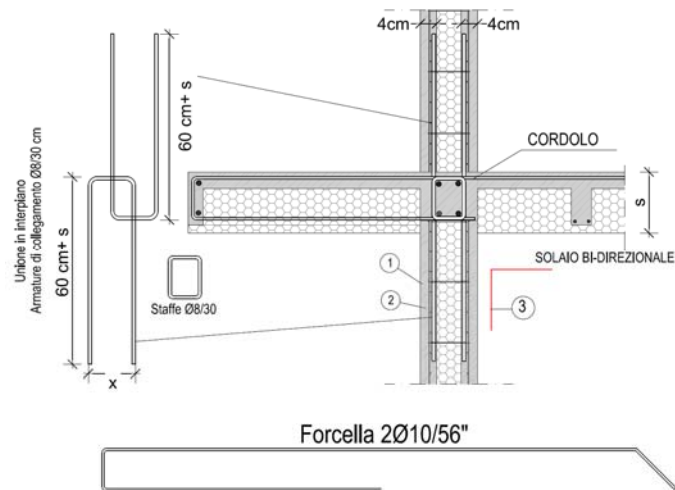


Figura 29.31. Particolare costruttivo del balcone.



Figura 29.32. Cassero per il solaio completato con le armature aggiuntive.

29.7.4 Getto del solaio

Il calcestruzzo è stato versato in corrispondenza del cordolo perimetrale (casserato lateralmente con opportune assi di legno) e dei travetti ed è stato opportunamente vibrato (Figura 29.33). Successivamente è stata gettata la soletta da 5 cm (Figura 29.34).



Figura 29.33. Getto in corrispondenza del cordolo perimetrale e dei travetti.



Figura 29.34. Getto della soletta e rasatura.

29.8 Realizzazione delle pareti e dei solai dei piani successivi

Le pareti e i solai dei piani successivi sono state realizzate seguendo la stessa sequenza delle fasi esecutive descritta nei paragrafi precedenti e pertanto si omette la loro descrizione. Nelle figure seguenti (Figura 29.35 e Figura 29.36) si riportano le immagini fotografiche relative alla realizzazione delle pareti e dei solai dei piani successivi.



Figura 29.35. Realizzazione delle pareti del piano primo.



Figura 29.36. Realizzazione delle pareti del piano secondo.

29.9 Disarmo e finiture

I primi di Luglio del 2011, al termine della maturazione del calcestruzzo, la struttura è stata disarmata e sono state realizzate alcune finiture per coprire alcune delle cavillature dovute al ritiro del calcestruzzo delle pareti. Le finiture sono state realizzate solo sui lati esterni dell'edificio e sono state eseguite utilizzando come materiale lo stesso betoncino strutturale impiegato per realizzare le pareti sandwich.

30 Prova su tavola vibrante: progettazione del sistema di sollevamento

In questo Capitolo viene descritta la progettazione del sistema di sollevamento-abbassamento e trasporto dell'edificio modello. La struttura, infatti, è stata costruita nel piazzale antistante il laboratorio, per cui la si è dovuta trasportare al di sopra della tavola vibrante. La movimentazione dell'edificio è stata realizzata in più fasi, durante le quali è stato necessario sollevare ed abbassare la struttura e farla scorrere al di sopra di apposite slitte. In questo capitolo verranno descritte, in particolare, le problematiche connesse con la progettazione del sistema di sollevamento e abbassamento.

30.1.1.1 Lo spostamento del complesso struttura-fondazione

Lo spostamento del complesso struttura-fondazione è avvenuto nel modo seguente (Figura 30.1):

1. il complesso struttura-fondazione è stato sollevato in posizione 1 con quattro martinetti;
2. il complesso struttura-fondazione è stato posizionato sopra delle slitte e tirato con delle catene fino a portarlo in posizione 2;
3. in posizione 2 il complesso struttura-fondazione è stato abbassato e poi successivamente risollevato;
4. il complesso struttura-fondazione è stato posizionato sopra delle slitte e tirato con delle catene fino a portarlo sulla tavola vibrante (posizione 3).

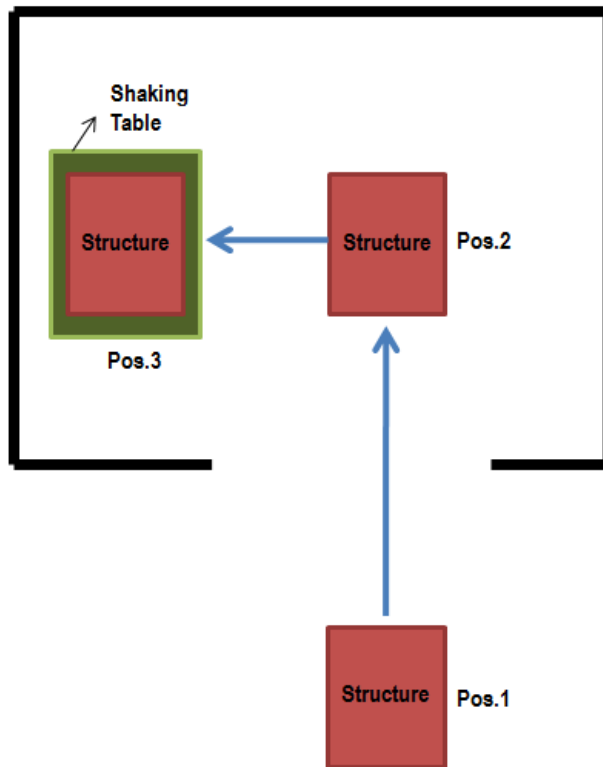


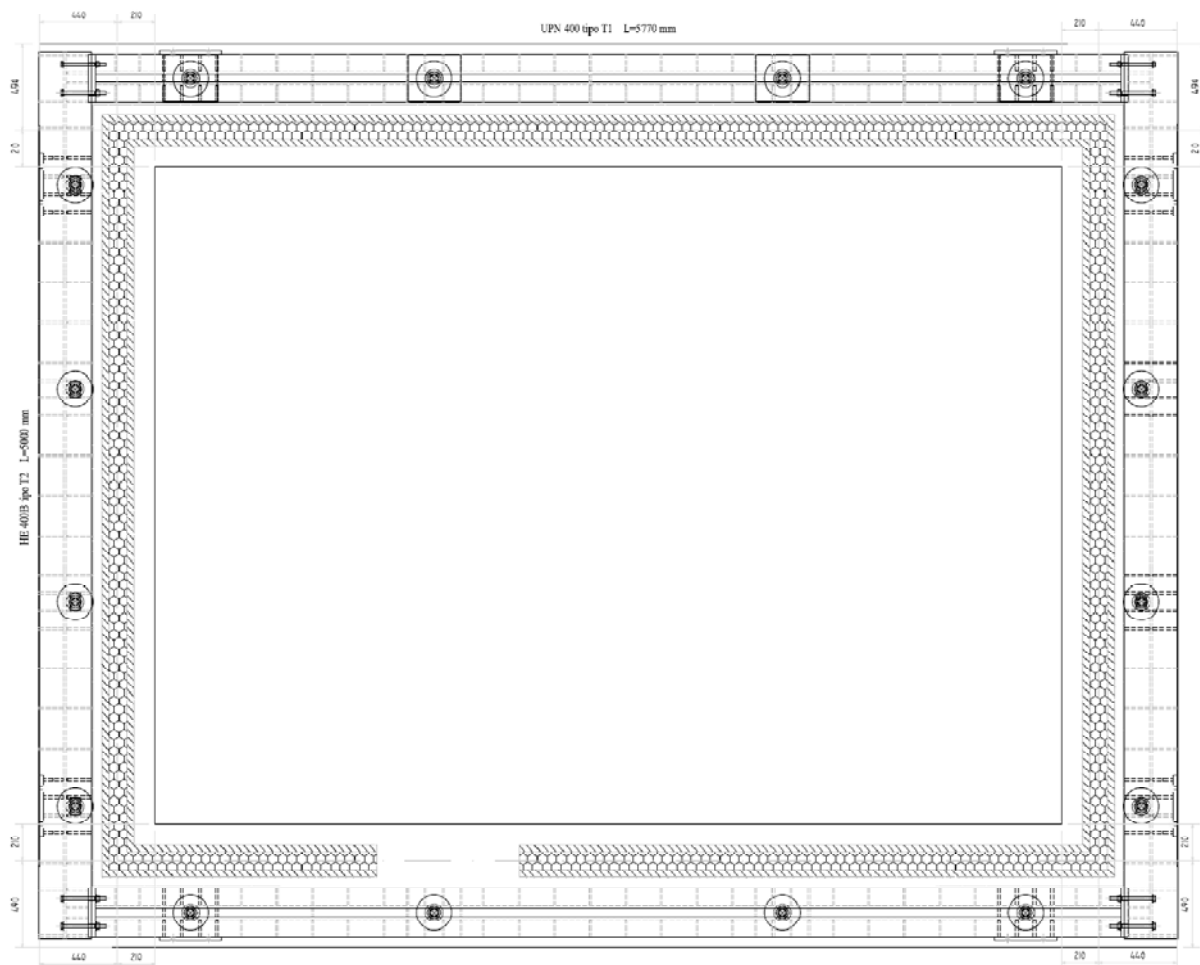
Figura 30.1. Spostamento del complesso struttura-fondazione.

30.1.1.2 Il sistema di sollevamento e abbassamento

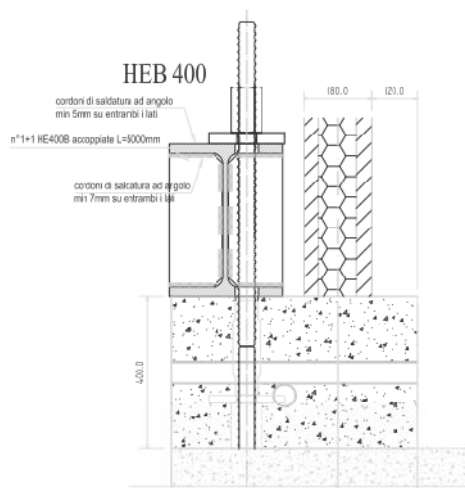
Il sistema di sollevamento (che era già stato impiegato per la mobilitazione di un edificio in muratura) è costituito da una trave ad anello composta da 4 profili metallici (realizzati con acciaio di tipo S275) opportunamente irrigiditi: 2 profili UPN 400 accoppiati sui lati lunghi e due profili HEB 400 sui due lati corti disposti al di sopra della fondazione attorno al perimetro esterno della struttura (Figura 30.2).

Il collegamento tra la fondazione e le quattro travi che costituiscono il sistema di sollevamento e abbassamento è realizzato con 16 barre Diwidag di diametro pari a 40 mm ancorate in corrispondenza dei 16 punti di sollevamento annegati nella fondazione (Figura 30.2 b e c).

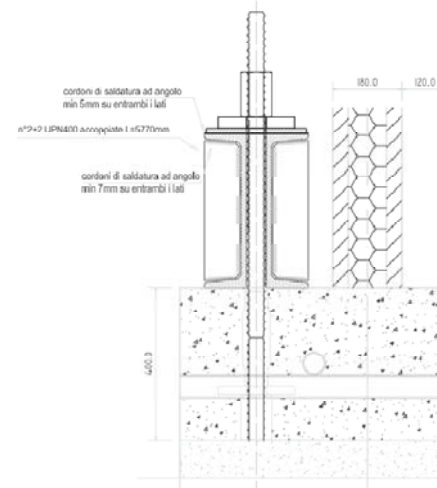
I martinetti per il sollevamento e abbassamento della struttura verranno applicati al di sotto di quattro mensole tozze (Figura 30.3) collegate ai due lati lunghi della trave ad anello (la distanza tra il filo estremo della trave ad anello e l'asse della mensola tozza è pari a 85 cm).



(a)



(b)



(c)

Figura 30.2. (a) Schema del sistema di sollevamento. Collegamento dei profili metallici alla struttura di fondazione attraverso dei ganci di sollevamento realizzati con barre Diwidag di diametro pari a 40mm sul lato corto (b), e sul lato lungo (c).



Figura 30.3. Mensola tozza e martinetto di sollevamento.

Il sollevamento del complesso struttura-fondazione avviene nel modo seguente:

1. 4 martinetti applicati in corrispondenza altrettante mensole tozze in acciaio collegate (con 8 bulloni M18) ai lati lunghi del sistema di sollevamento e abbassamento sollevano il sistema di sollevamento (Figura 30.3);
2. il sistema di sollevamento solleva a sua volta la fondazione (e di conseguenza la struttura) in corrispondenza dei 16 punti di sollevamento (Figura 30.3).

In modo analogo viene effettuato l'abbassamento.

30.1.1.3 Modello agli elementi finiti della struttura, della fondazione e del sistema di sollevamento

Per individuare le problematiche commesse al sollevamento e relativo abbassamento del complesso struttura-fondazione è stato realizzato un modello tridimensionale agli elementi finiti. In questo modello le pareti che compongono la struttura sono state modellate con elementi shell di dimensione 20 cm x 20 cm e spessore pari a 8 cm (pari allo spessore dei due strati di cls). I cordoli di piano in c.a., la trave di fondazione in c.a. e la trave di sollevamento in acciaio sono state modellate con elementi beam. I ganci di sollevamento (che collegano in 16 punti la fondazione al sistema di sollevamento-abbassamento) sono stati modellati come delle bielle.

A favore di sicurezza, ad ogni piano è stato applicato un carico pari a 330 kg/m^2 (superiore rispetto a quello effettivo). I martinetti sono stati modellati come degli appoggi e sono stati posizionati ad una distanza di 41 cm dall'asse della parete corta così come da particolare costruttivo (Figura 30.2a). Nelle figure seguenti (Figura 30.4 - Figura 30.7) si riportano i valori delle tensioni orizzontali (S11) e verticali (S22) che si generano nelle pareti in fase di sollevamento.

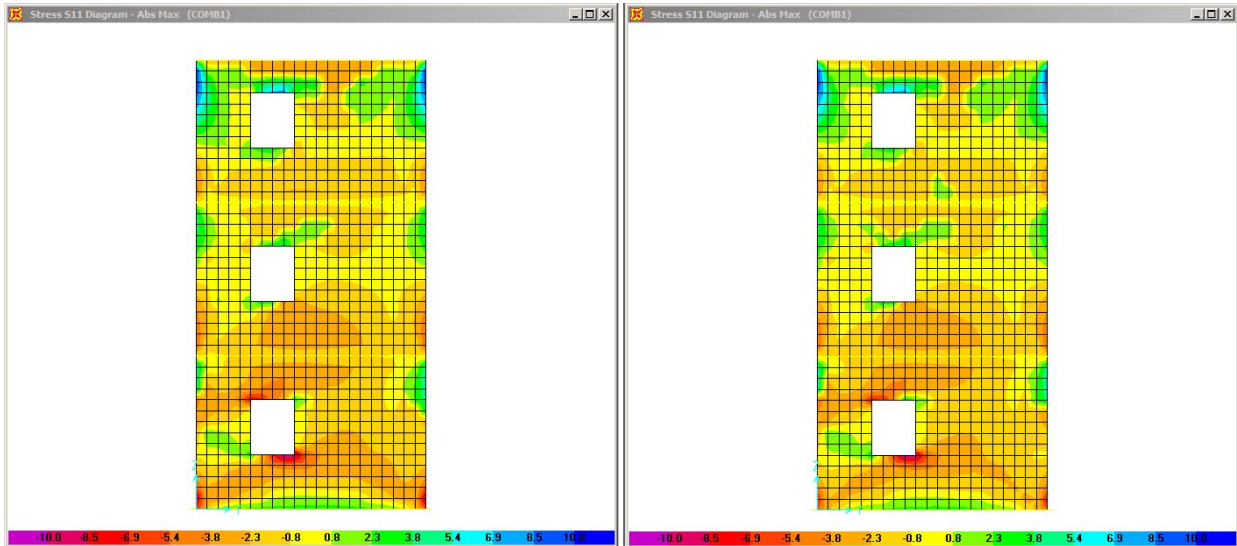


Figura 30.4. Tensioni orizzontali (S11) che nascono durante la fase di sollevamento e abbassamento nelle pareti corte.

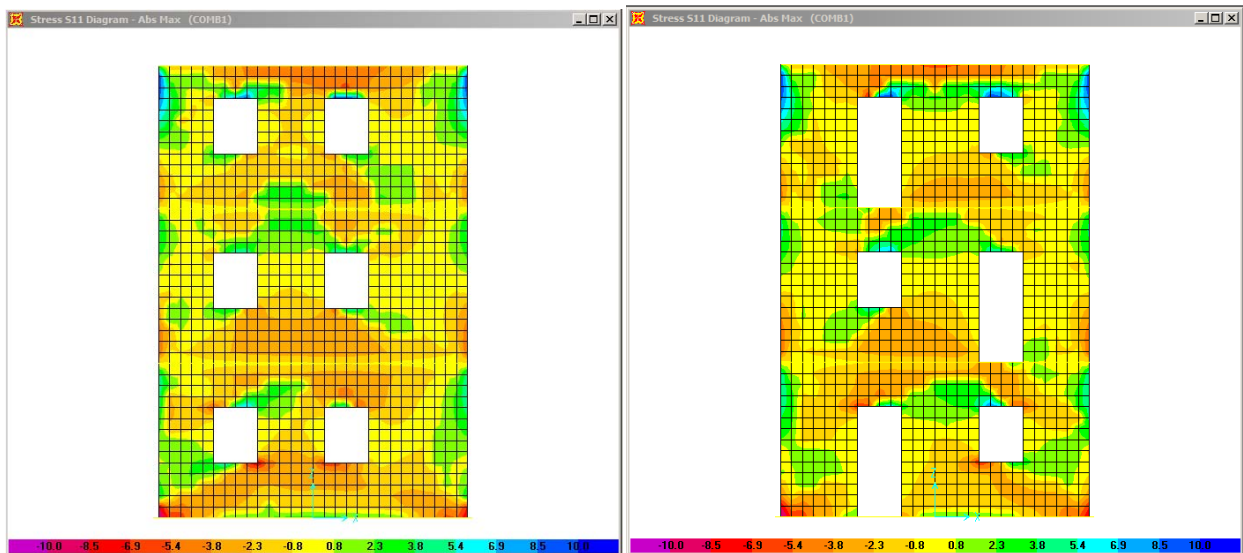


Figura 30.5. Tensioni orizzontali (S11) che nascono durante la fase di sollevamento e abbassamento nelle pareti lunghe.

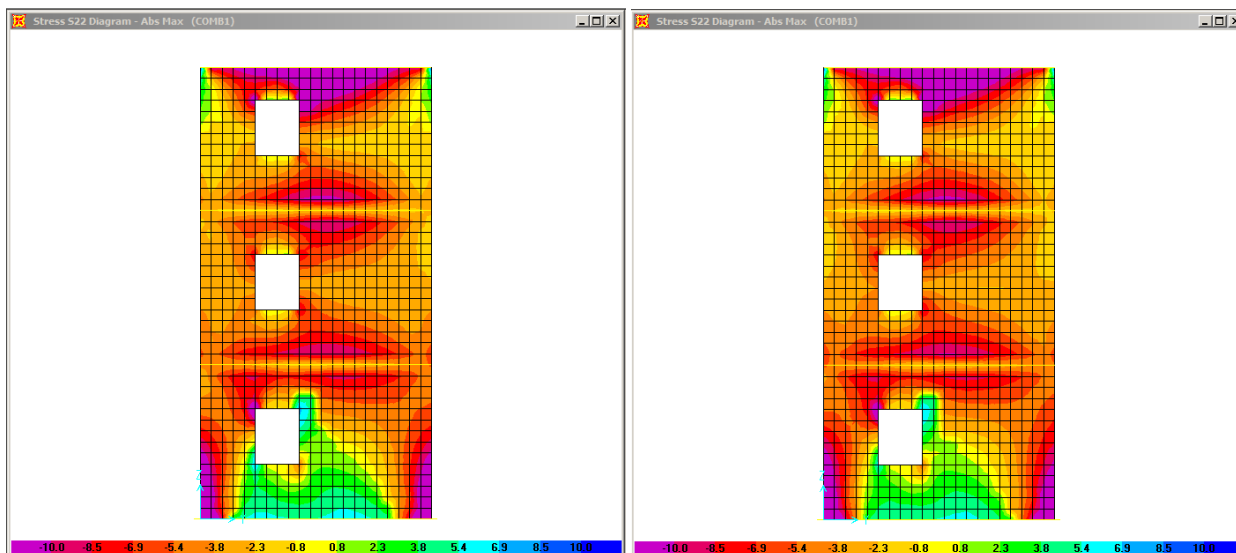


Figura 30.6. Tensioni verticali (S22) che nascono durante la fase di sollevamento e abbassamento nelle pareti corte.

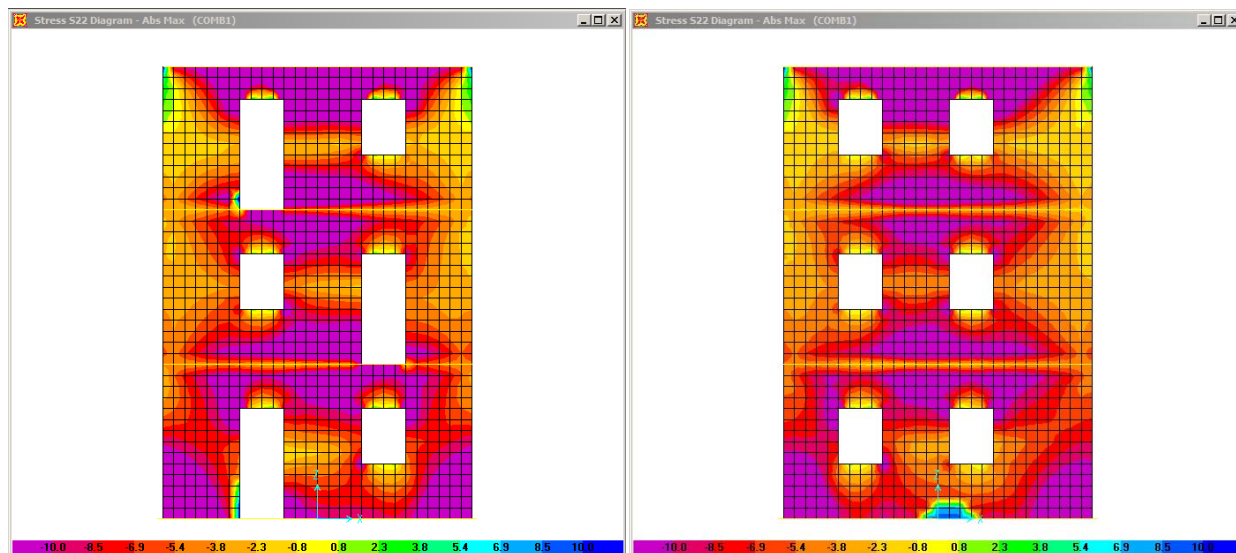


Figura 30.7. Tensioni verticali (S22) che nascono durante la fase di sollevamento e abbassamento nelle pareti lunghe.

Osservando i risultati ottenuti dal modello (da Figura 30.4 a Figura 30.7) è possibile notare che:

- a) alla base delle pareti lunghe e corte si generano delle tensioni orizzontali di trazione (S11) dell'ordine di 2-3 kg/cm^2 (Figura 30.4 e Figura 30.5);
- b) nelle pareti corte si genera il cosiddetto “*effetto arco*” con delle tensioni verticali di trazione dell'ordine di 5 kg/cm^2 (a fronte della massima tensione di trazione del materiale “ferrocemento” pari a 6 kg/cm^2) (Figura 30.6 e Figura 30.7).

Questi valori delle tensioni sono stati valutati ipotizzando che il sollevamento e l'abbassamento siano condotti in modo quasi-statico, e pertanto i carichi non sono stati amplificati tenendo conto di alcun coefficiente dinamico (che nel caso di sollevamento/abbassamento rapido potrebbe arrivare

anche a 2). Pertanto, i valori delle tensioni sopra riportati sono prossimi alla massima tensione di trazione del materiale “ferro-cemento” (6 kg/cm^2).

Quindi, per evitare le fessurazioni nelle pareti in fase di trasporto:

- a) in corrispondenza delle pareti corte verranno applicati 4 cavi post-tesi (1 interno + 1 esterno per ciascuna delle due pareti corte) in modo da annullare le tensioni verticali di trazione;
- b) in corrispondenza della base della struttura sarà predisposta una fasciatura orizzontale in modo da annullare le tensioni orizzontali di trazione alla base delle pareti.

I cavi verticali post-tesi andrebbero tesati con 20 t, ma volendo si potrebbe arrivare anche a 30 t.

La fasciatura orizzontale dovrebbe essere in grado di applicare una forza pari a $1.0 \div 1.5 \text{ t}$.

Nello specifico, la fasciatura alla base sarà stata realizzata con delle fasce dei vigili del fuoco disposte a 40 cm dalla fondazione. Per diffondere meglio il tiro dato dalla fasciatura, in corrispondenza degli spigoli dell’edificio, saranno posizionati 4 angolari, interponendo, tra angolare metallico e spigolo in calcestruzzo, della gomma, in modo da evitare danneggiamenti locali degli spigoli stessi. Si è scelto di adottare delle fasce dei vigili del fuoco perché l’intervento di fasciatura alla base non risultava essere strettamente necessario (la forza da applicare con questo intervento è pari a circa 1.5 t), e pertanto non ci sarebbero stati particolari problemi se (i) non si saprà quanto uniforme sarà la compressione esercitata dalle fasce, (ii) le fasce non consentiranno la valutazione del tiro; (iii) non si saprà se, sollevando la casa, il tiro resterà costante o se subirà delle modifiche. Inoltre, data la modesta entità del tiro da dover applicare, è stato escluso che si possano verificare delle lesioni locali in corrispondenza degli spigoli.

Per quanto riguarda la precompressione delle pareti corte, ciascuno dei quattro cavi post-tesi sarà ancorato, in basso alle barre che precomprimono trasversalmente la fondazione (Figura 30.8) e, in alto, ad una trave in acciaio costituita da due UPN400 opportunamente irrigidita e disposta ortogonalmente a ciascuna delle due pareti corte, che a sua volta risultava appoggiata al di sopra di un martinettinetto posizionato al di sopra di una trave HEB400 disposta parallelamente a ciascuna delle due pareti corte per diffondere il carico (Figura 30.9).



Figura 30.8. Collegamento tra i tiranti verticali e la fondazione attraverso le barre di precompressione trasversale della fondazione stessa (a) esterno; (b) interno.

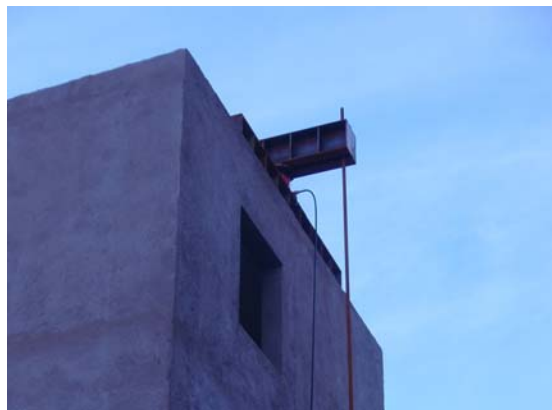


Figura 30.9. Collegamento dei tiranti verticali in sommità (tirante collegato ad una trave a doppio T disposta ortogonalmente alla parete corta, appoggiata al di sopra di un martinetto posizionato al di sopra di un'altra trave a doppio T parallela alla parete corta).

31 Prova su tavola vibrante: strumentazione della struttura

I sistemi di misura sono stati progettati allo scopo valutare, a valle della prova, (i) le accelerazioni del sistema tavola vibrante – fondazione – struttura, (ii) lo stato deformativo completo e (iii) le modalità di collasso della struttura.

Per questo motivo, si è pensato di:

- strumentare il sistema tavola vibrante – fondazione - struttura con accelerometri mono- e bi-direzionali;
- dotare la struttura di un sistema ottico di monitoraggio per la ricostruzione, istante per istante, delle deformazioni di uno dei quattro lati della struttura (parete 4);
- strumentare la struttura con potenziometri disposti sulle pareti (parete 1, parete 2 e parete 3) non inquadrata dal sistema ottico di monitoraggio;
- monitorare tutte e quattro le pareti con telecamere esterne;
- monitorare porzioni ben precise di struttura con telecamere inserite all'interno dell'edificio.

Nei paragrafi successivi verranno descritte nel dettaglio le caratteristiche della strumentazione adottata e verranno giustificate le scelte progettuali.

31.1.1 Accelerometri

Per misurare le accelerazioni del sistema tavola vibrante - fondazione - struttura si è scelto di posizionare un adeguato numero di accelerometri capacitivi mono- e bi-direzionali.

In particolare:

1. per valutare le accelerazioni dei vari piani della struttura, si è scelto di posizionare tre accelerometri capacitivi (di cui due mono-direzionali e uno bi-direzionale) su ciascun piano in corrispondenza di tre dei quattro vertici di ciascun solaio; due di questi tre accelerometri misureranno le accelerazioni in una sola direzione (rispettivamente parallela e perpendicolare alla direzione del movimento) mentre il terzo misurerà le accelerazioni in entrambe le direzioni.
2. per valutare le accelerazioni della fondazione si è scelto di posizionare un accelerometro capacitivo monodirezionale che misurerà le accelerazioni in direzione parallela alla direzione di scuotimento;

3. per valutare le accelerazioni della tavola vibrante si è scelto di posizionare un accelerometro capacitivo monodirezionale che misurerà le accelerazioni in direzione parallela alla direzione di scuotimento;

La disposizione di tutti gli accelerometri è rappresentata schematicamente in Figura 31.1. Nel dettaglio i cerchietti disegnati in blu rappresentano schematicamente il singolo accelerometro, mentre le frecce in blu rappresentano le direzioni di misura di ciascun accelerometro. Inoltre in rosso sono stati indicati i potenziometri disposti tra fondazione e tavola vibrante per monitorare gli spostamenti relativi.

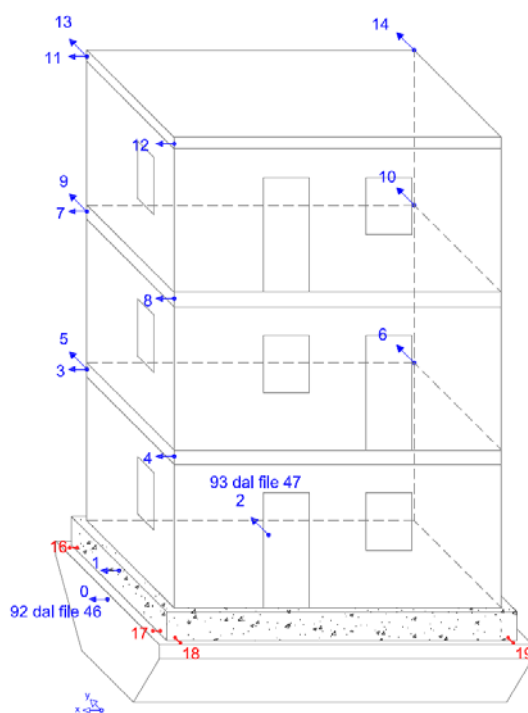


Figura 31.1. Disposizione degli accelerometri e dei potenziometri tra tavola vibrante e fondazione.

31.1.2 Monitoraggio con sistema ottico

La parete dell'edificio caratterizzata dalla presenza dei balconi (parete 4) sarà monitorata con un sistema ottico. Il sistema di monitoraggio ottico è costituito da 10 telecamere in grado di inquadrare ciascuna una superficie di dimensioni pari a 1.50 m x 2.00 m ad una frequenza di 60 Hz. In Figura 31.2 è rappresentata la parete monitorata dal sistema ottico sulla quale sono stati posizionati i marker (rappresentati in rosso) e le superfici inquadrare dalle telecamere (rettangoli in verde). I *marker*, di dimensioni pari a 1 cm x 1 cm, sono stati disposti secondo una maglia regolare di 20 cm x 25 cm tenendo conto della posizione delle telecamere rispetto alla struttura e della presenza dei balconi. Il numero di marker inquadrati da ciascuna telecamera è stato tenuto appositamente compreso tra 50-60. Tali limite è stato scelto in modo da non aumentare i tempi di elaborazione dei

dati evitando così il rischio che il sistema non riesca a sostenere la velocità di acquisizione richiesta. Con 50 -60 marker l'acquisizione dovrebbe avvenire a circa 60 Hz.

I *marker* sono stati posizionati nelle zone in cui è atteso il danneggiamento, quali per esempio (i) le zone di base, (ii) i sovra- e i sotto-finestra, (iii) i sovra-porta, (iv) le zone di estremità.

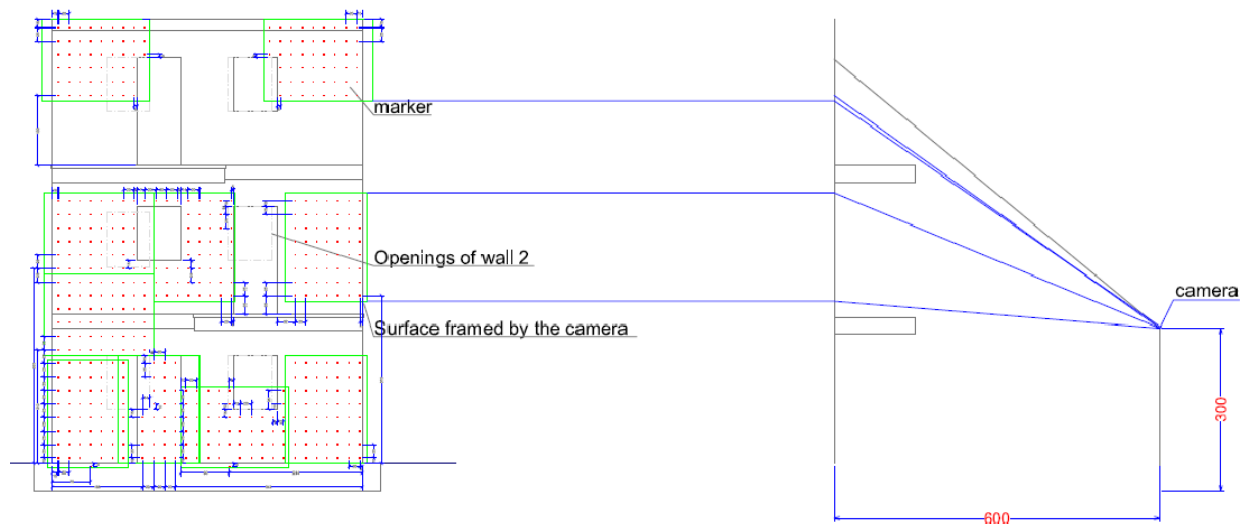


Figura 31.2. Posizionamento dei marker ed inquadratura delle telecamere.

31.1.3 Strumentazione tradizionale (Potenziometri)

Le pareti numero 1, 2 e 3, sia sul lato esterno che sul lato interno, sono state strumentate con una strumentazione di tipo tradizionale (potenziometri), con l'obiettivo di valutare, a valle della prova, lo stato deformativo completo della struttura e in particolare delle pareti non inquadrate dal sistema ottico di monitoraggio. Nello specifico, le tre pareti saranno strumentate con:

- 6 potenziometri a filo da 100 mm;
- 2 potenziometri da 250 mm;
- 14 potenziometri da 100 mm;
- 42 potenziometri da 50 mm

Alcuni potenziometri da 100 mm saranno dotati di prolunghe disposte con l'obiettivo di riuscire ad estendere la porzione di edificio strumentata sperando così di riuscire ad intercettare la zona di formazione delle fessure.

La parete parallela alla parete monitorata dal sistema ottico (parete n. 2) è stata strumentata:

- sul lato esterno con:
 - 2 potenziometri da 250 mm (in blu in Figura 31.3a) disposti alla base dell'edificio per misurare l'eventuale scorrimento alla base, che non è atteso che si manifesti, ma, qualora dovesse verificarsi, potrebbe essere di entità non trascurabile;

- 2 potenziometri da 100 mm (in rosso in Figura 31.3a) disposti alla base dell'edificio alle estremità della parete per misurare l'eventuale rocking;
- 5 potenziometri da 50 mm (in verde in Figura 31.3a) dotati di altrettante prolunghe (in arancione in Figura 31.3a) disposti a cavallo della fine delle riprese dalla fondazione (cioè a 60 cm dall'estradosso della fondazione) per riuscire a ricostruire successivamente l'andamento delle deformazioni dovute alla flessione nel piano della parete 2 nella zona caratterizzate dalla riduzione di armatura;
- 5 potenziometri da 50 mm (in verde in Figura 31.3a) dotati di altrettante prolunghe (in arancione in Figura 31.3a) disposti a cavallo della mezzeria della finestra (cioè a 150 cm dall'estradosso della fondazione) per riuscire a ricostruire successivamente l'andamento delle deformazioni dovute alla flessione nel piano della parete 2 nella zona caratterizzate dalla presenza delle aperture e dall'armatura diffusa di diametro pari a 2.5 mm e passo pari a 10 cm;
- 6 potenziometri a filo da 100 mm (in celeste in Figura 31.3a) di cui quattro disposti a piano terra (due tra le due finestre e due sulla porzione più larga di parete compresa tra lo spigolo dell'edificio e la finestra) e due al piano primo (sulla porzione più larga di parete compresa tra lo spigolo dell'edificio e la finestra) per valutare le deformazioni a taglio nelle zone ritenute più soggette a questo tipo di crisi.
- 2 potenziometri da 50 mm (in verde in Figura 31.3a) disposti a cavallo del primo solaio alle estremità della parete per valutare le deformazioni flessionali;
- 2 potenziometri da 100 mm (in rosso in Figura 31.3a) disposti tra primo solaio e pareti del piano primo alle estremità della parete per valutare l'eventuale scorrimento;

- sul lato interno con:

- 2 potenziometri da 100 mm (in rosso in Figura 31.3b) disposti a 125 cm dall'estradosso della fondazione per valutare l'eventuale scorrimento tra pareti ortogonali (nello specifico per misurare gli spostamenti orizzontali che si potrebbero verificare a seguito della formazione di una fessura verticale tra pareti ortogonali).

La parete monitorata sul lato esterno dal sistema ottico (parete n. 4) è stata strumentata sul lato interno con:

- 2 potenziometri da 100 mm (in rosso in Figura 31.4) disposti a 125 cm dall'estradosso della fondazione per valutare l'eventuale scorrimento tra pareti ortogonali (nello specifico per misurare gli spostamenti orizzontali che si potrebbero verificare a seguito della formazione di una fessura verticale tra pareti ortogonali).

La parete perpendicolari (pareti n. 1 e 3) sono state strumentate ciascuna:

- sul lato esterno con:
 - 3 potenziometri da 100 mm (in rosso in Figura 31.5a e in Figura 31.6a) disposti alla base dell'edificio per misurare l'eventuale docking della struttura;
 - 3 potenziometri da 50 mm (in verde in Figura 31.5a e in Figura 31.6a) dotati di altrettante prolunghe (in arancione in Figura 31.5a e in Figura 31.6a) disposti a cavallo della fine delle riprese dalla fondazione (cioè a 60 cm dall'estradosso della fondazione) per riuscire a ricostruire successivamente l'andamento delle deformazioni nella zona caratterizzate dalla riduzione di armatura;
 - 3 potenziometri da 50 mm (in verde in Figura 31.5a e in Figura 31.6a) dotati di altrettante prolunghe (in arancione in Figura 31.5a e in Figura 31.6a) disposti a cavallo della mezzeria della finestra (cioè a 150 cm dall'estradosso della fondazione) per riuscire a ricostruire successivamente l'andamento delle deformazioni nella zona caratterizzate dalla presenza della apertura e dall'armatura diffusa di diametro pari a 2.5 mm e passo pari a 10 cm;
- sul lato interno con:
 - 3 potenziometri da 50 mm (in verde in Figura 31.5b e in Figura 31.6b) dotati di altrettante prolunghe (in arancione in Figura 31.5b e in Figura 31.6b) disposti a cavallo della mezzeria della finestra (cioè a 150 cm dall'estradosso della fondazione) per riuscire a ricostruire successivamente l'andamento delle deformazioni nella zona caratterizzate dalla presenza della apertura e dall'armatura diffusa di diametro pari a 2.5 mm e passo pari a 10 cm e per confrontare tali informazioni con quelle ricavate dagli stessi strumenti disposti sul lato esterno;
 - 3 potenziometri da 50 mm (in verde in Figura 31.5b e in Figura 31.6b) disposti tra pareti del piano terra e primo solaio per valutare le deformazioni a quel livello;
 - 3 potenziometri da 50 mm (in verde in Figura 31.5b e in Figura 31.6b) disposti tra primo solaio e pareti del piano primo per valutare le deformazioni a quel livello.

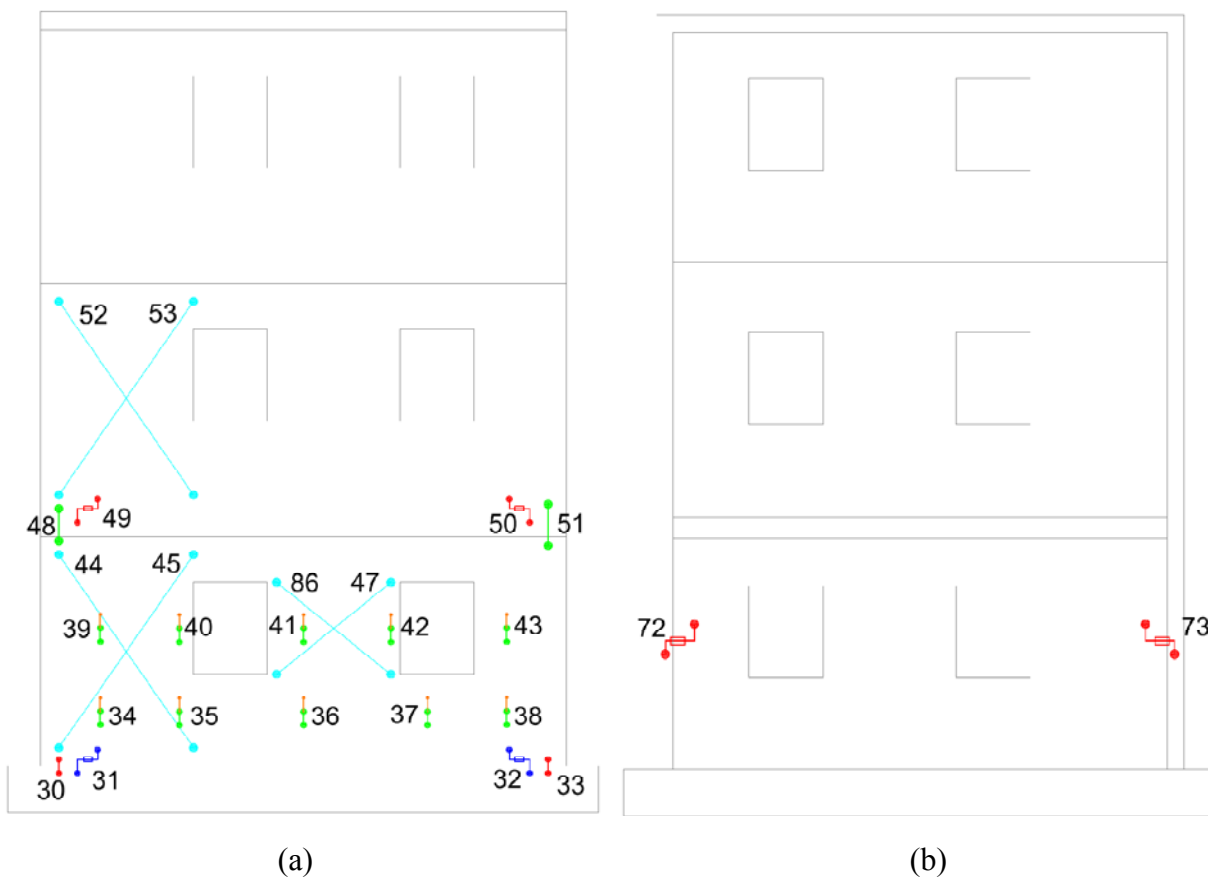


Figura 31.3. Strumentazione tradizionale sulla parete n. 2: (a) lato esterno; (b) lato interno.

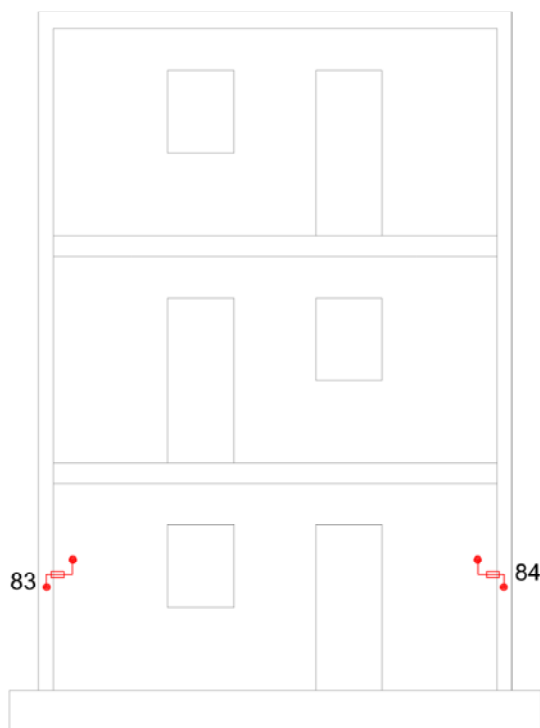


Figura 31.4. Strumentazione tradizionale sulla parete n. 4, lato interno.

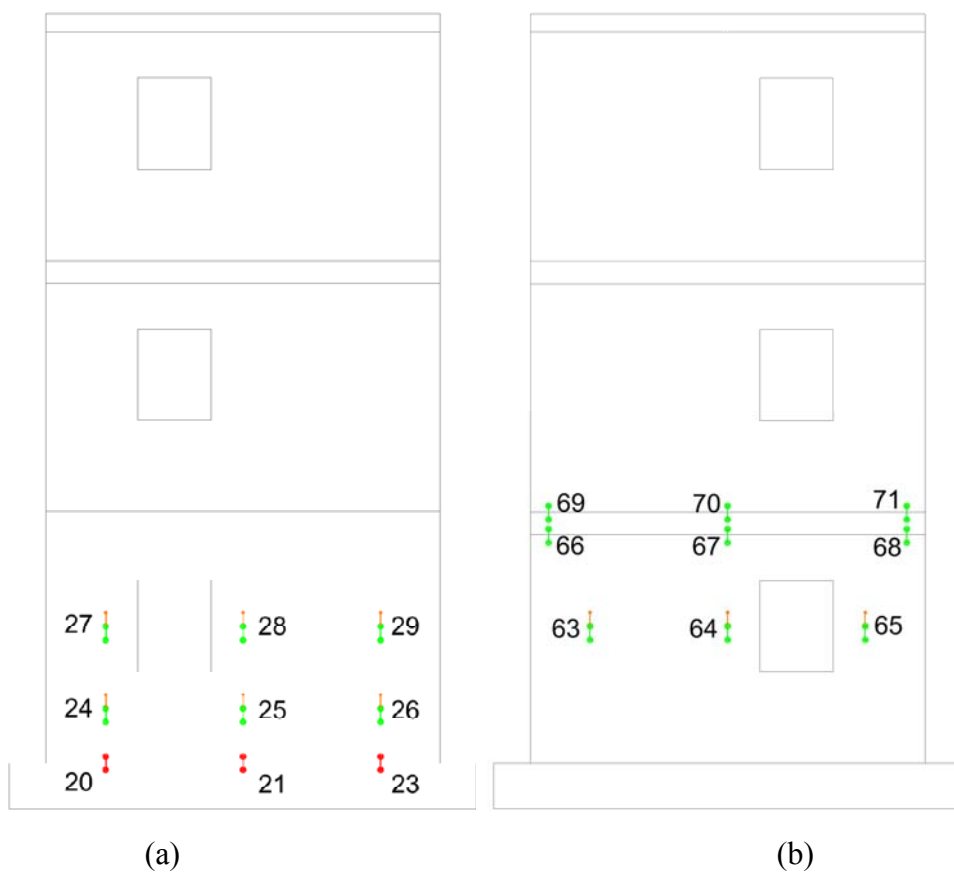


Figura 31.5. Strumentazione tradizionale sulla parete n. 1: (a) lato esterno; (b) lato interno.

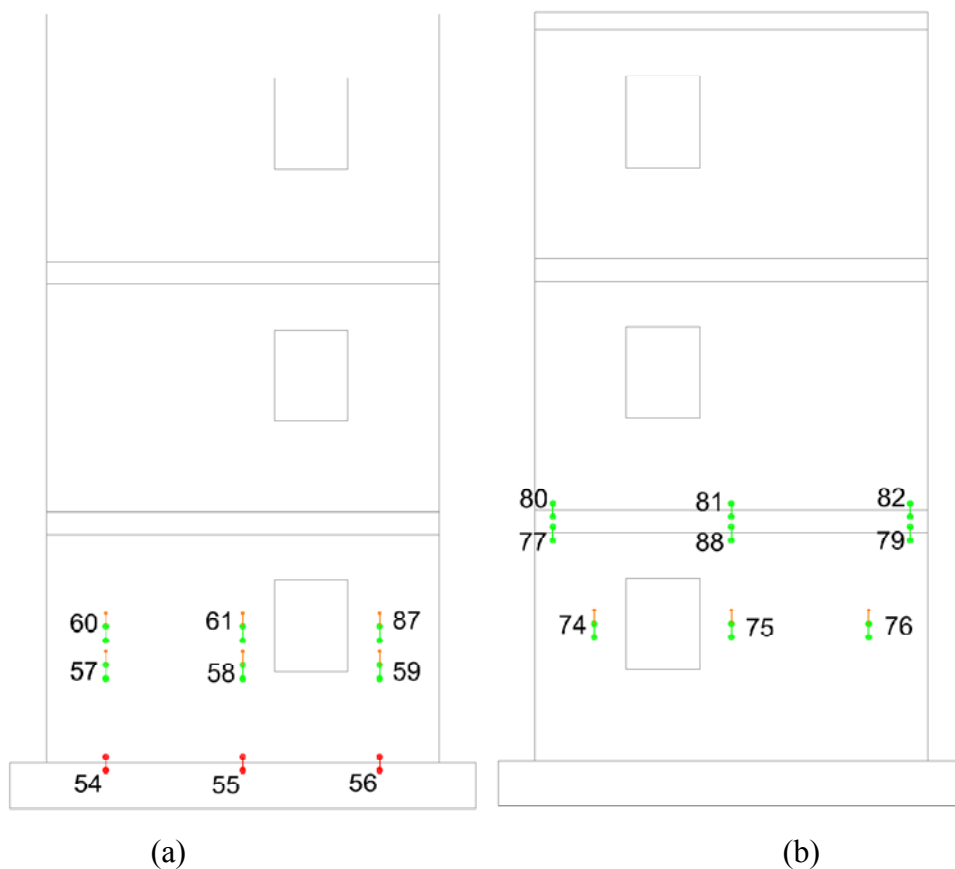


Figura 31.6. Strumentazione tradizionale sulla parete n. 3: (a) lato esterno; (b) lato interno.

31.1.4 Telecamere

In aggiunta alla strumentazione di cui sopra, la struttura durante la prova sarà ripresa da sette telecamere. Quattro di queste telecamere sono installate nel laboratorio ed inquadreranno globalmente ciascun un lato della struttura, mentre le altre tre saranno installate all'interno della struttura, a piano terra, ed inquadreranno delle specifiche porzioni della struttura, in particolare le porzioni delle pareti n. 2 e 4 comprese tra le aperture e uno degli spigoli (Figura 31.7).

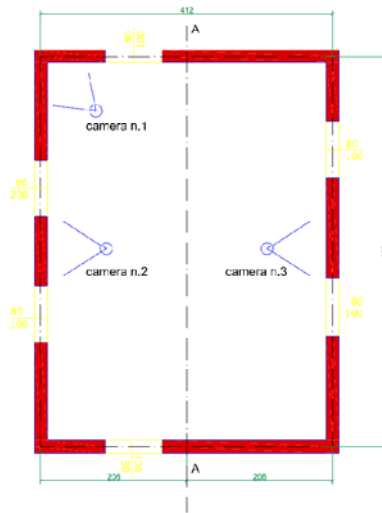


Figura 31.7. Telecamere interne.

32 Prova su tavola vibrante: i test

In questo capitolo viene descritta la prova su tavola vibrante che è stata effettuata nei giorni 6 e 7 Dicembre 2011. Di seguito si riportano i dettagli di tale prova in termini di (i) progettazione del programma di prova; (ii) input sismico assunto come riferimento, (iii) programma di prova effettivamente realizzato e (iv) risultati ottenuti.

32.1 Progettazione del programma di prova

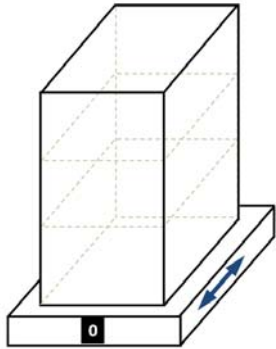
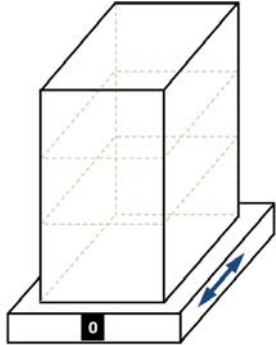
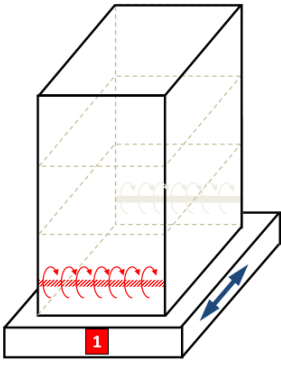
Per le caratteristiche specifiche del sistema di controllo della tavola vibrante, si è resa necessaria una lunga calibrazione della stessa tra una prova e l'altra. Per questo motivo è stato possibile sollecitare la struttura solo con un limitato numero di input sismici. Pertanto, si è deciso di adottare un unico input sismico di riferimento scalato a livelli di intensità progressivamente crescenti inframmezzati da importanti sessioni di white noise.

In particolare, le sequenze di white noise sono state realizzate per avere una caratterizzazione dinamica della struttura, con l'obiettivo di valutare la frequenza propria della struttura e la sua evoluzione all'aumentare dell'intensità dell'input; mentre, gli input sismici veri e propri sono stati applicati con obiettivo di determinare la risposta nei confronti:

- dell'input sismico scalato a valori bassissimi di PGA (dell'ordine di 0.05g) in modo da mantenere l'edificio in campo elastico lineare e per verificare ulteriormente le caratteristiche emerse nella precedente fase di "white noise";
- dell'input sismico scalato a valori bassi di PGA (dell'ordine di 0.15g) in modo da mantenere ancora l'edificio in campo elastico lineare;
- dell'input sismico scalato a valori più alti di PGA (dell'ordine di 0.5g) in modo da raggiungere il primo snervamento della struttura (per snervamento delle pareti perpendicolari all'input sismico).

Nella Tabella 32-1 viene riportato il programma di prova progettato e i corrispondenti meccanismi di crisi attesi.

Tabella 32-1. Progettazione del programma di prova.

n.	Prova	Meccanismo di crisi atteso
WN1	White noise	-
AR1	Accelerogramma di riferimento scalato a 0.05 g	Struttura in campo elastico lineare 
WN2	White noise	-
AR2	Accelerogramma di riferimento scalato a 0.15 g	Struttura in campo elastico lineare 
WN3	White noise	-
AR3	Accelerogramma di riferimento scalato a 0.50 g	Snervamento a trazione delle pareti perpendicolari 
WN4	White noise	-

32.2 L'input sismico di riferimento

Per la prova su tavola vibrante si è scelto di utilizzare l'accelerogramma registrato nella stazione di Ulcinj (Hotel Albatros, componente X) durante il terremoto del Montenegro del 1979 (caratterizzato da una $PGA = 0.305g$). In Figura 32.1 è riportato l'accelerogramma del terremoto del Montenegro mentre nella Figura 32.2, sono riportati i corrispondenti spettri di risposta in termini di pseudo-accelerazione, pseudo-velocità e pseudo-spostamento. In Figura 32.3 sono riportati i risultati dell'analisi del segnale condotta sull'accelerogramma di riferimento. In particolare si riporta lo spettro frequenza – ampiezza, lo spettro frequenza – potenza, lo spettro periodo – ampiezza e lo spettro periodo – potenza.

L'accelerogramma è abbastanza impegnativo per la struttura, impegnativo perché, dopo il picco, l'accelerazione cala e per poi aumentare nuovamente.

Si è scelto di utilizzare questo accelerogramma perché è quello che è stato da sempre utilizzato per tutte le prove su tavola vibrante condotte presso il Laboratorio dell'Eucentre di Pavia. Pertanto, i ricercatori e i tecnici dell'Eucentre hanno sviluppato una certa familiarità con tale accelerogramma e conoscono anche fino a quanto ci si può spingere e inoltre, è possibile fare dei confronti anche con i risultati ottenuti dalle altre prove condotte su altre tipologie di edifici.

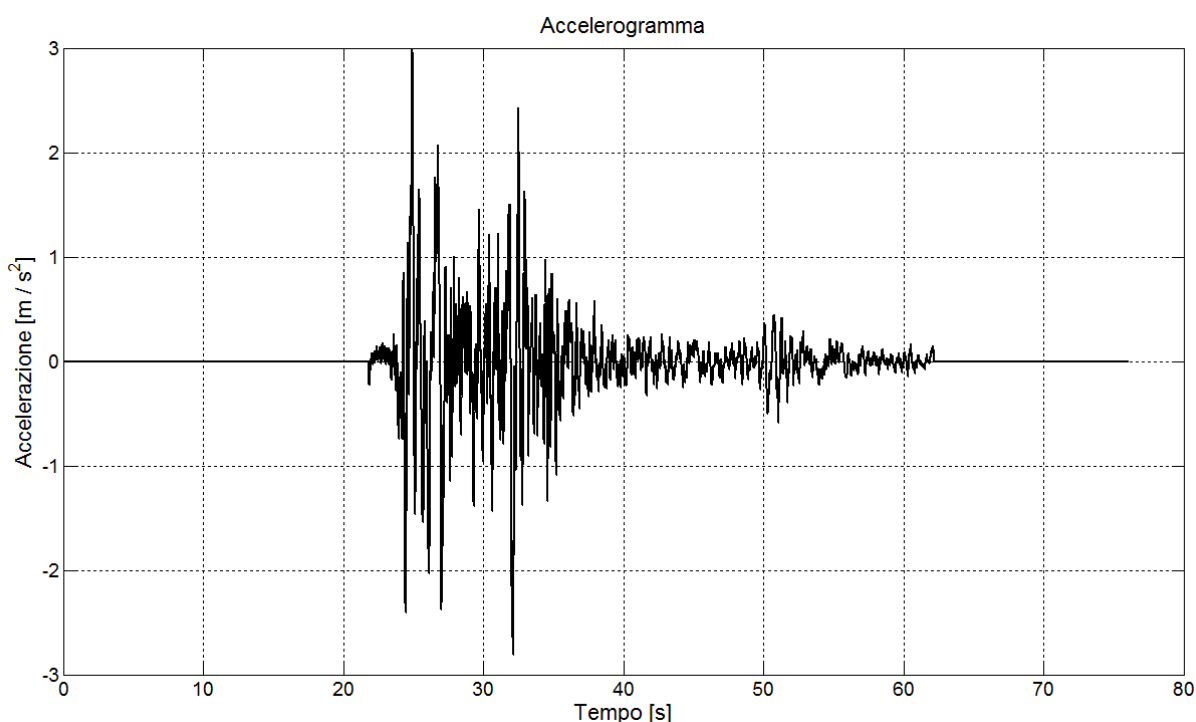
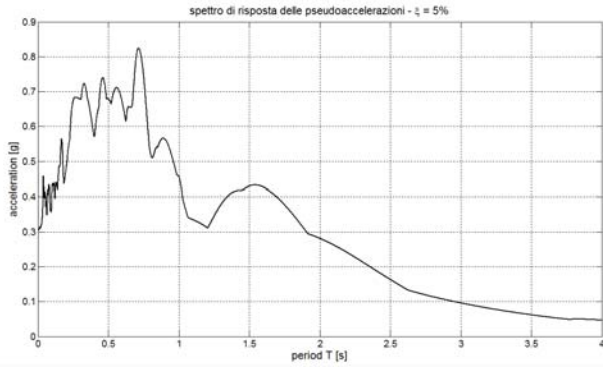
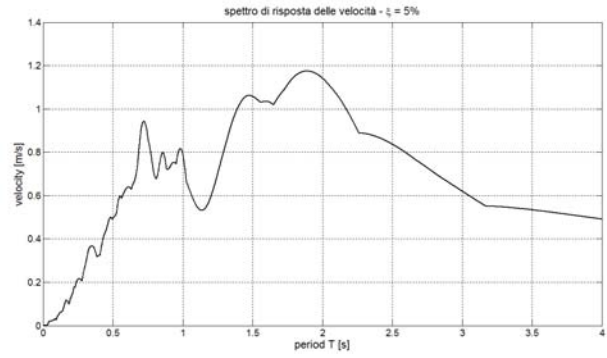


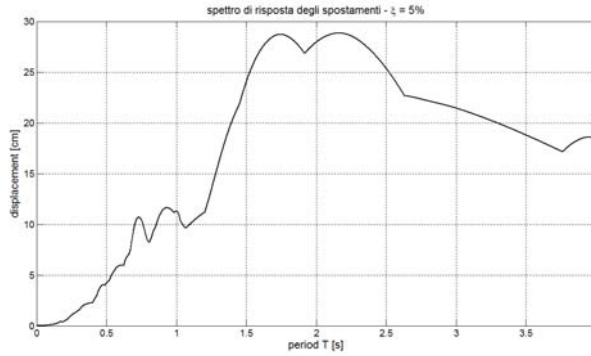
Figura 32.1. Accelerogramma di riferimento.



(a)

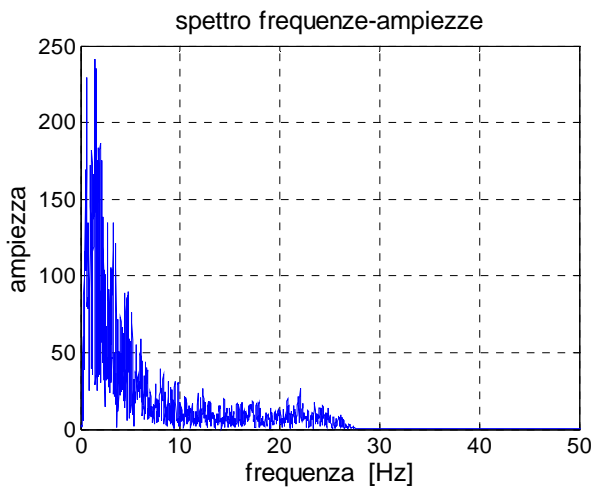


(b)

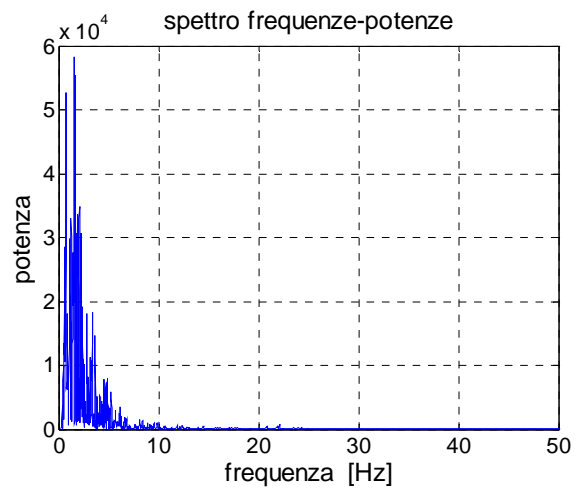


(c)

Figura 32.2. Spettri di risposta (a) delle pseudo-accelerazioni; (b) delle pseudo-velocità e (c) degli pseudo-spostamenti relativi all'accelerogramma di riferimento.



(a)



(b)

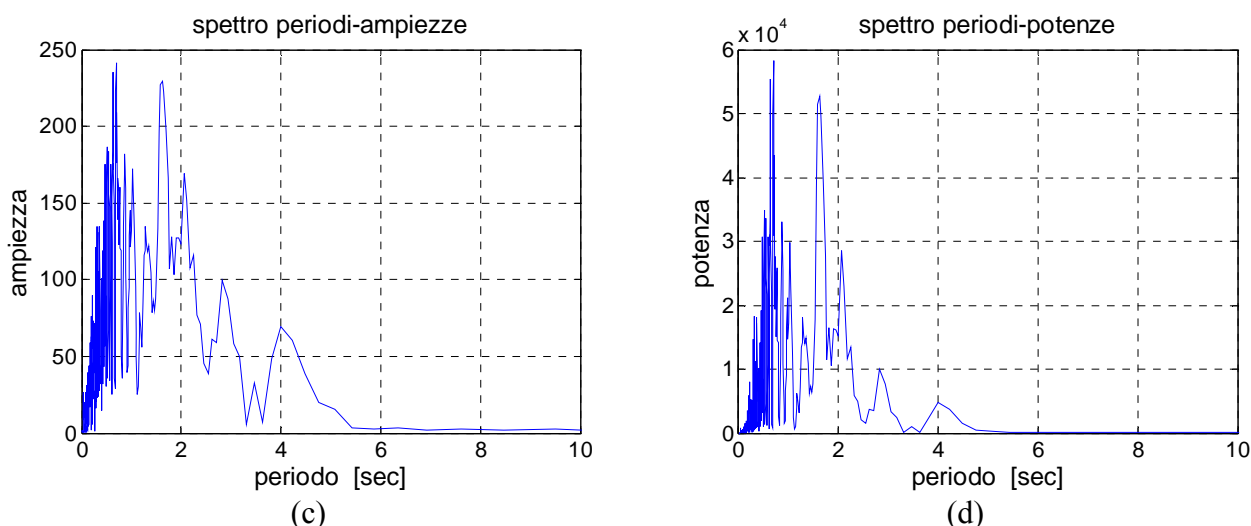


Figura 32.3. (a) Spettro frequenza – ampiezza, (b) Spettro frequenza – potenza, (c) Spettro periodo - ampiezza e (d) Spettro periodo - potenza relativi all'accelerogramma di riferimento.

32.3 Il programma di prova realizzato

In **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** è riportato il programma di prova effettivamente realizzato. Rispetto al programma di prova ipotizzato nel paragrafo 32.1 (e sintetizzati in Tabella 32-1), sono stati realizzati ulteriori test con input sismico crescente fino a 1.00g e 1.20 con l'obiettivo di osservare il comportamento della struttura nei confronti di input sismici molto intensi, dal momento che, durante i test precedenti (a 0.05g, 0.15 g, 0.50 g), non si è osservato alcun danneggiamento della struttura.

Tabella 32-2. Programma di prova realizzato.

n.	Prova
WN1	White noise
AR1	Accelerogramma di riferimento scalato a 0.05 g
WN2	White noise
AR2	Accelerogramma di riferimento scalato a 0.15 g
WN3	White noise
AR3	Accelerogramma di riferimento scalato a 0.50 g
WN4	White noise
AR4	Accelerogramma di riferimento scalato a 1.00 g
WN5	White noise a 0.3g
AR5	Accelerogramma di riferimento scalato a 1.20 g
WN6	White noise a 0.5g
WN7	White noise
AR6	Accelerogramma di riferimento scalato a 1.2 g

Nelle figure seguenti (Figura 32.4 - Figura 32.8), per ognuno dei test realizzati, si riportano gli accelerogrammi dati in input alla tavola vibrante (indicati con il termine “reference”) e i corrispondenti accelerogrammi registrati sulla tavola vibrante (indicati con il termine “feedback”). Osservando le figure seguenti è possibile notare che tra l’accelerogramma di *feedback* è caratterizzato da una PGA leggermente superiore a quella dell’accelerogramma di *reference*. Ciò è dovuto al sistema di controllo della tavola. In Tabella 32-3 si riporta il confronto tra la PGA di *reference* e la PGA di *feedback*.

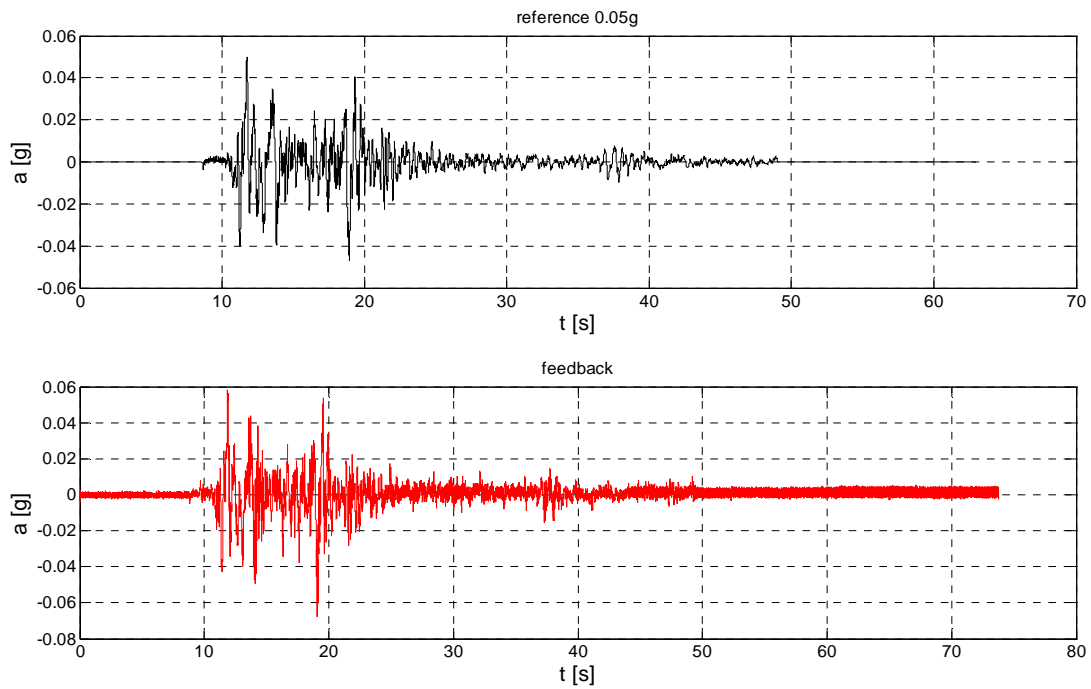


Figura 32.4. Test a 0.05g.

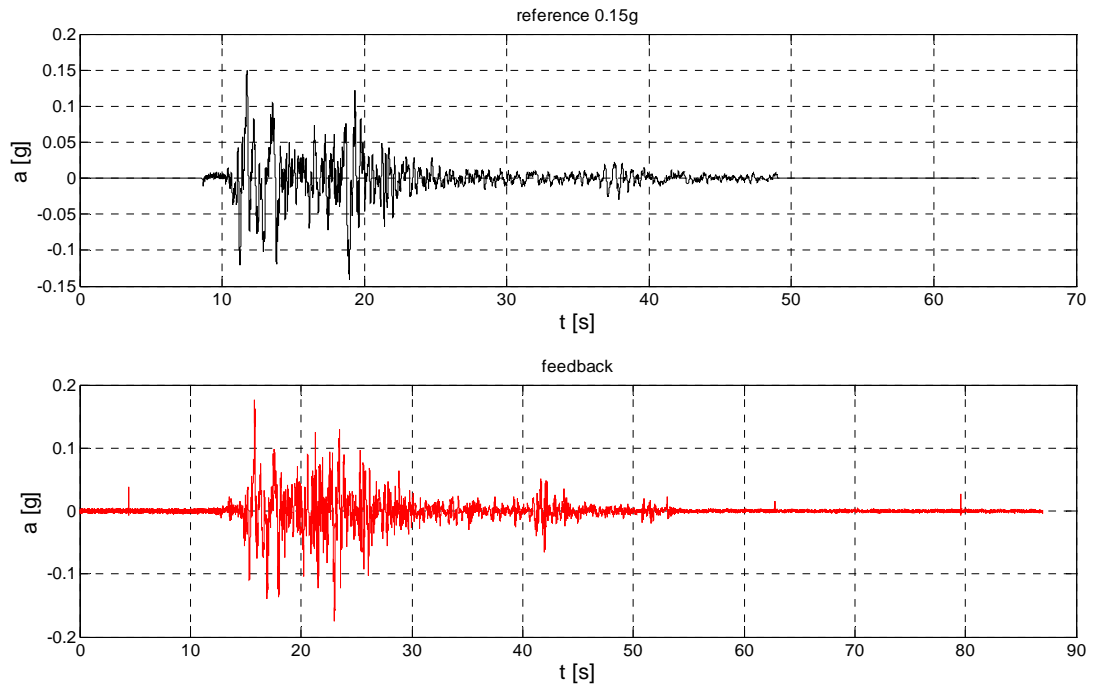


Figura 32.5. Test a 0.15g.

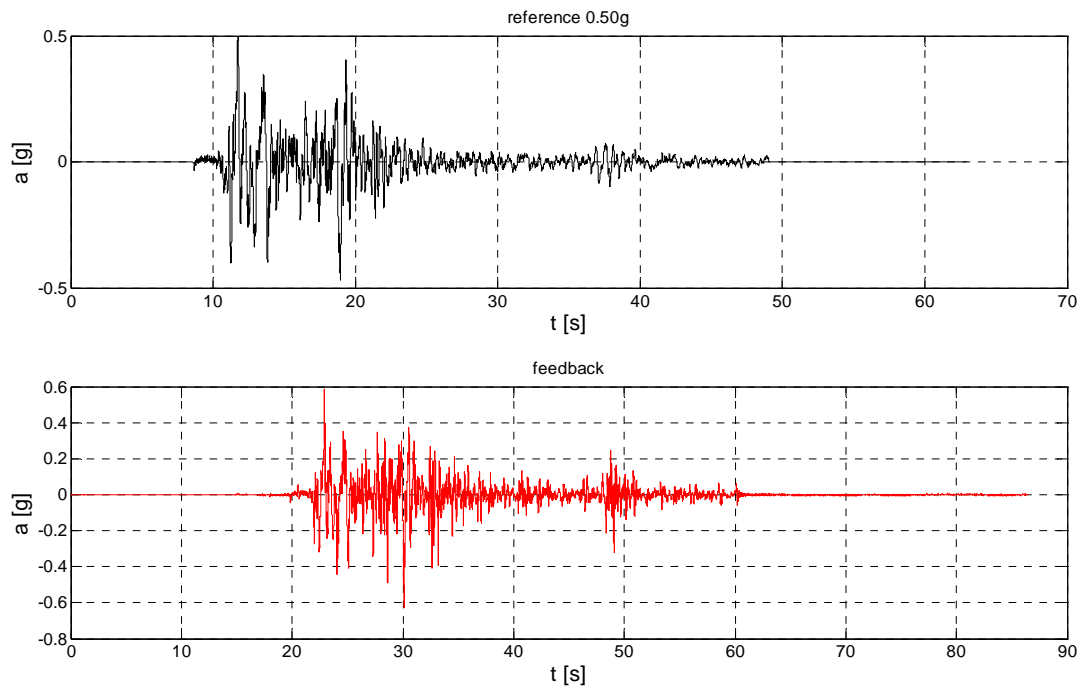


Figura 32.6. Test a 0.50g.

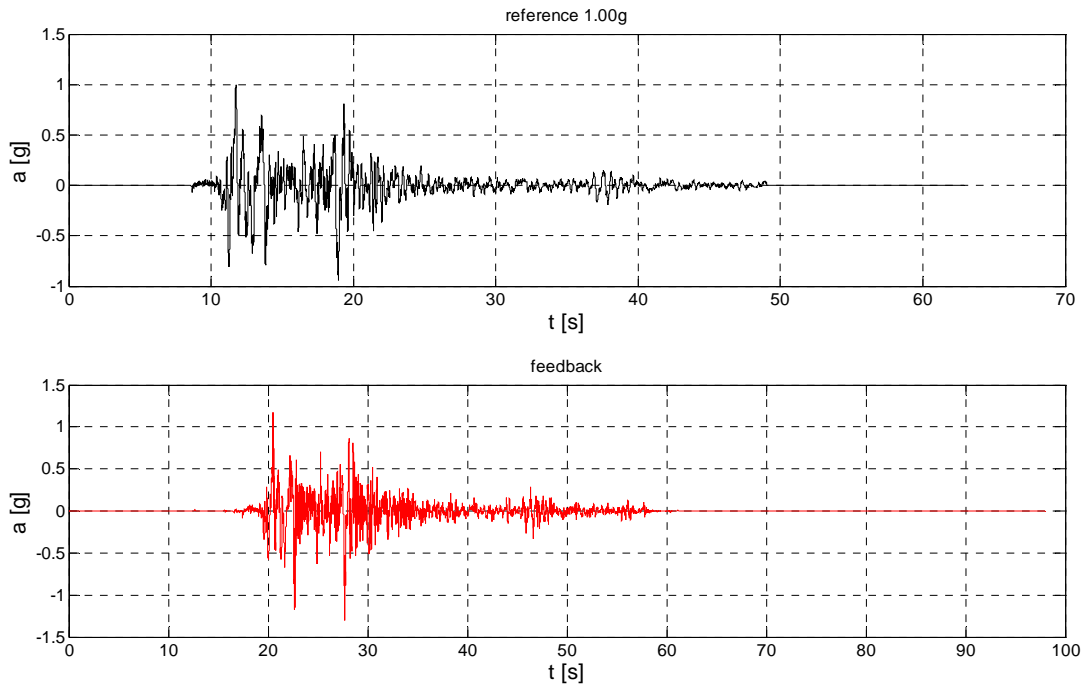


Figura 32.7. Test a 1g.

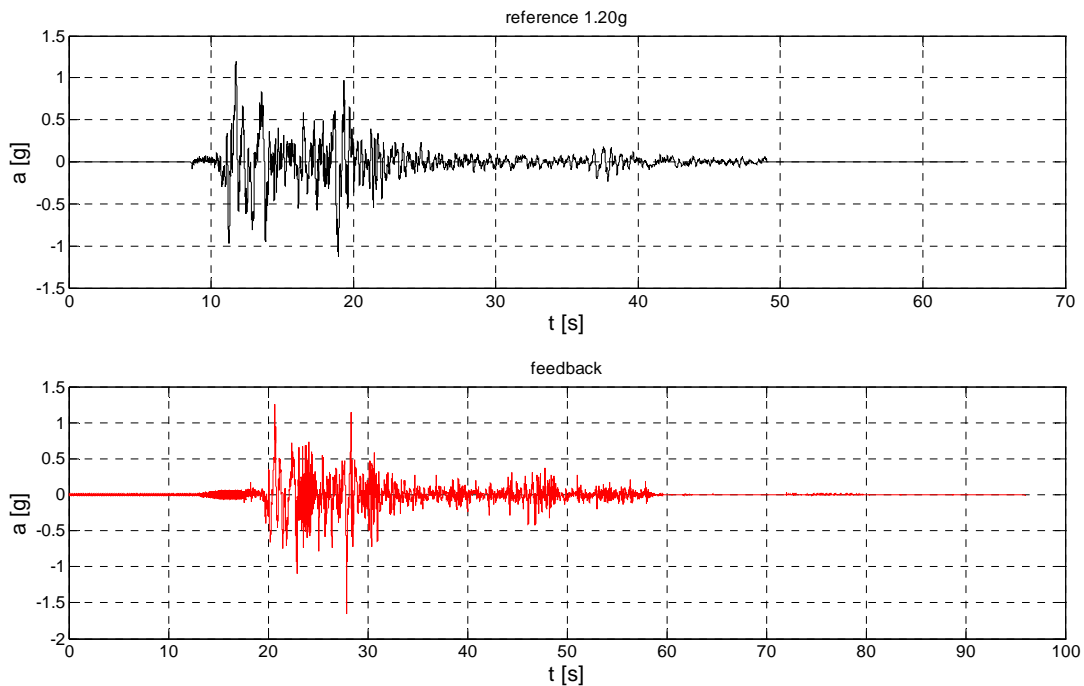


Figura 32.8. Test a 1.2g.

Tabella 32-3. Confronto tra PGA di reference e PGA di feedback.

n.	PGA di reference	PGA di feedback
AR1	Accelerogramma di riferimento scalato a 0.05 g	0.065g
AR2	Accelerogramma di riferimento scalato a 0.15 g	1.76g

AR3	Accelerogramma di riferimento scalato a 0.50 g	0.628g
AR4	Accelerogramma di riferimento scalato a 1.00 g	1.28
AR5	Accelerogramma di riferimento scalato a 1.20 g	1.65

32.4 I risultati della prova su tavola vibrante

A valle di tutte le prove dinamiche sono stati ottenuti i risultati in termini di:

- a) frequenze,
- b) accelerogrammi registrati dagli accelerometri posti sulla tavola vibrante, sulla fondazione e sulla struttura, $a(t)$;
- c) deformazioni registrate istante per istante dai potenziometri, $\varepsilon(t)$;
- d) quadri fessurativi osservati.

Nei paragrafi seguenti, questi risultati verranno presentati uno alla volta.

32.4.1 Risultati in termini di frequenze proprie della struttura

La frequenza propria della struttura è stata valutata a partire dalla funzione di trasferimento. Nelle figure seguenti (Figura 32.9 - Figura 32.17), in ascissa viene riportata la frequenza, in ordinata il tempo e la scala di colori rappresenta l'ampiezza della funzione di trasferimento. In particolare, la Figura 32.9, la Figura 32.10, la Figura 32.11 e la Figura 32.12 rappresentano, rispettivamente la frequenza prima del test a 0.05g, dopo il test a 0.05g (durante il tuning a 0.05g), prima del test a 0.5g, e prima del test a 1.00g. Durante questi test, la frequenza si è sostanzialmente mantenuta costante e pari a circa 10 Hz. Nelle figure successive (Figura 32.13 - Figura 32.17). è rappresentata la frequenza propria valutata dopo il test ad 1 g, all'aumentare del livello di *Root Mean Square Acceleration* (rispettivamente da 0.1g a 0.3g). Osservando queste figure è possibile osservare un progressivo abbassamento della frequenza fino a raggiungere il valore di 8.6 Hz in corrispondenza del white noise a 0.3g.

In Tabella 32-4 si riportano sinteticamente i differenti valori delle frequenze sperimentali riscontrate durante la prova. Osservando i risultati riportati in Tabella 32-4, è possibile osservare che, fino al test ad 1g:

- le frequenze sono rimaste costanti e pari a 10 Hz;
- la struttura non ha subito danni;

mentre, dopo il white noise effettuato a 0.30g (realizzato con il preciso obiettivo di cercare di fessurare il calcestruzzo facendo vibrare la struttura ad alte frequenze), si è osservata una riduzione

della frequenza, ancorché modesta, da 10 Hz a 8.6 Hz. Un ulteriore decremento della frequenza propria della struttura è stato riscontrato anche a seguito di un ulteriore white noise effettuato a 0.5g.

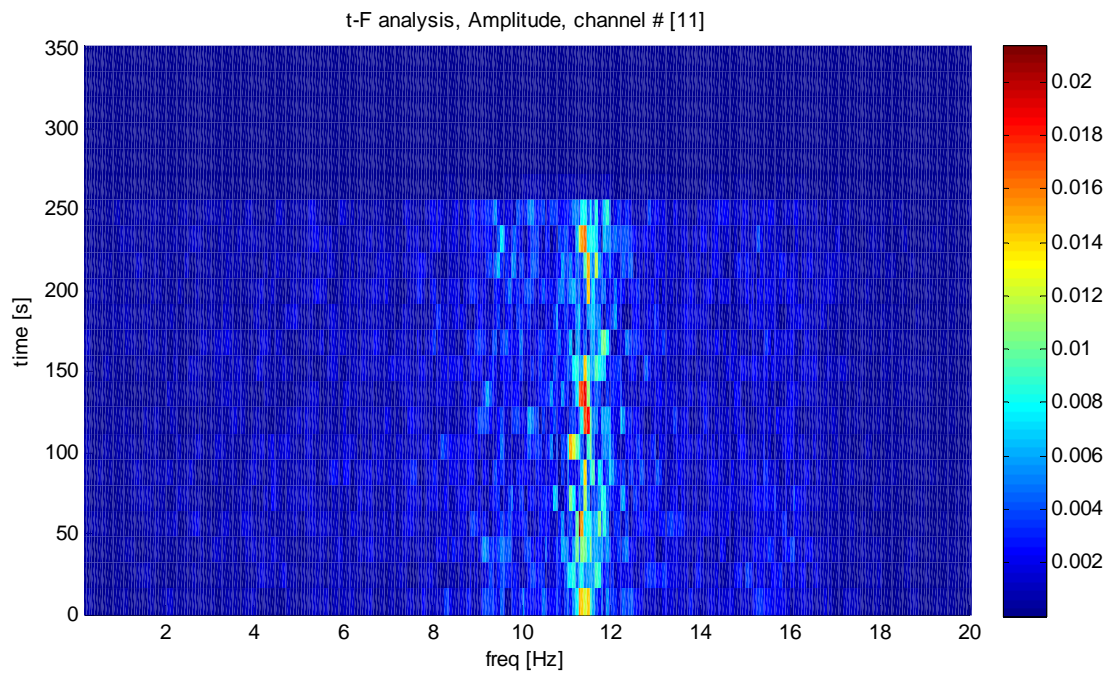


Figura 32.9. Frequenza prima del test a 0.05g.

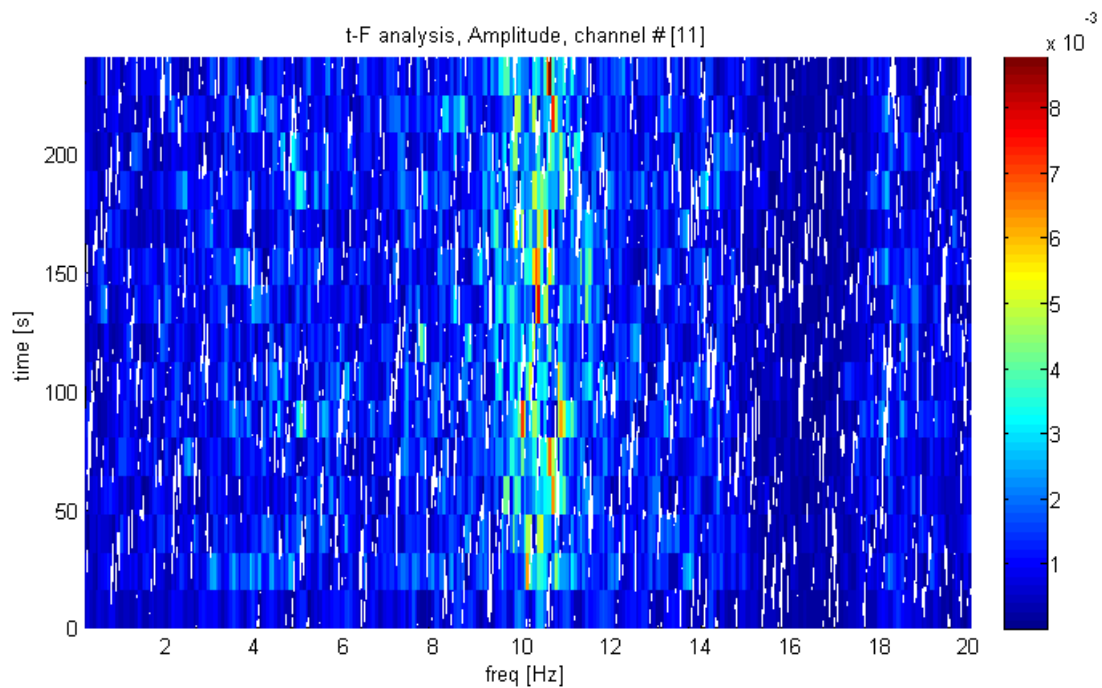


Figura 32.10. Frequenza dopo il test a 0.05g (tuning a 0.05g).

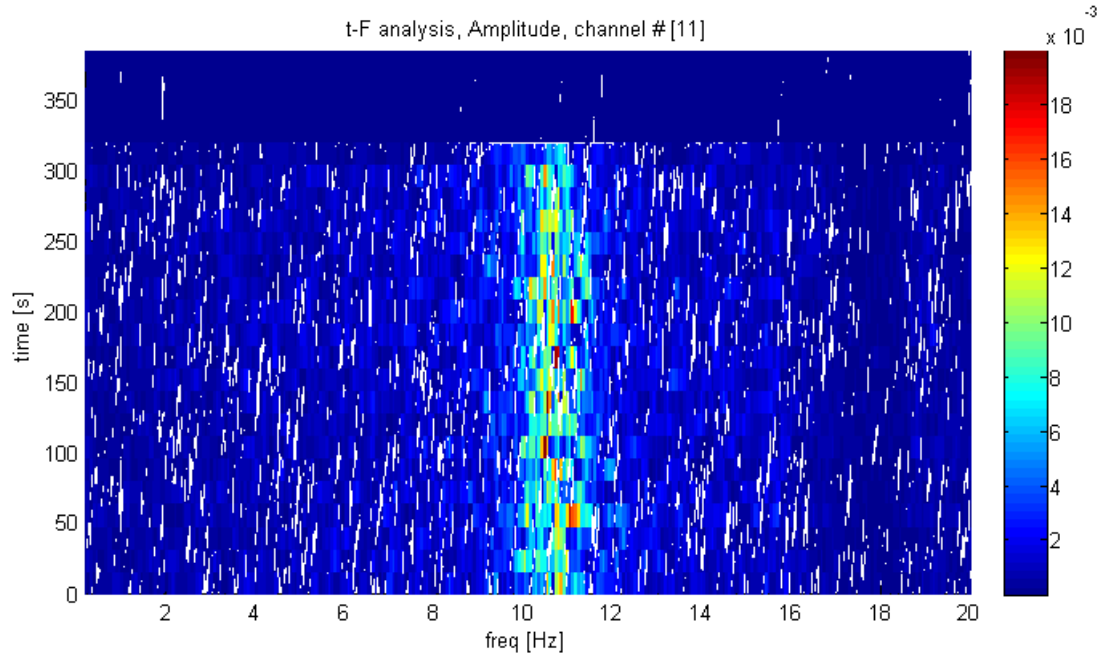


Figura 32.11. Frequenza prima del test a 0.5g.

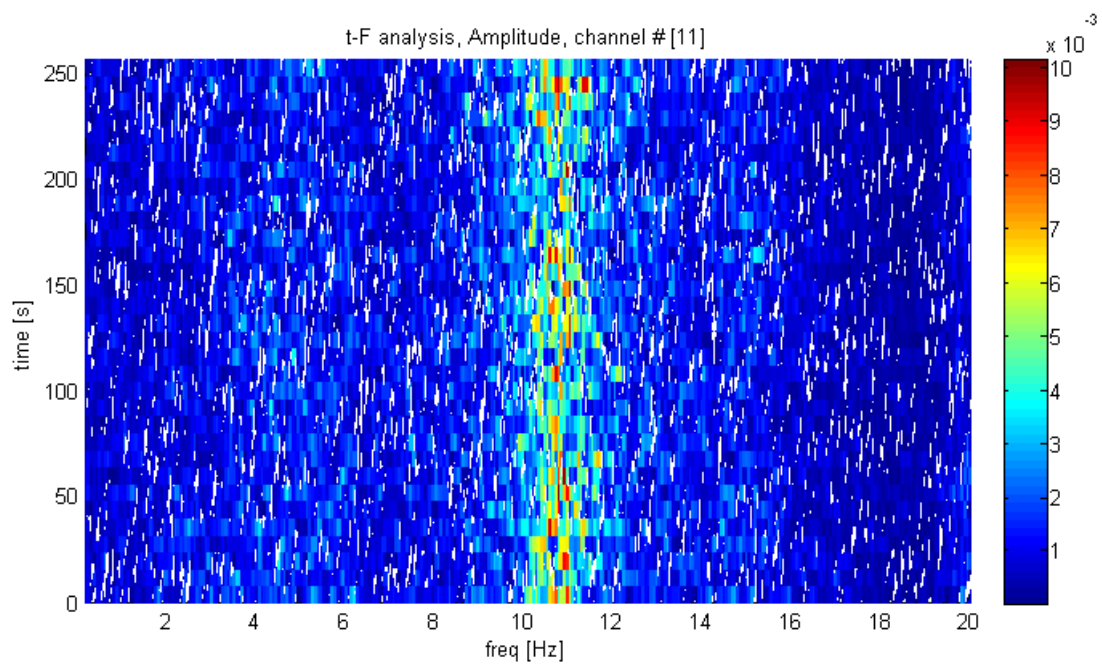


Figura 32.12. Frequenza prima del test a 1.00g.

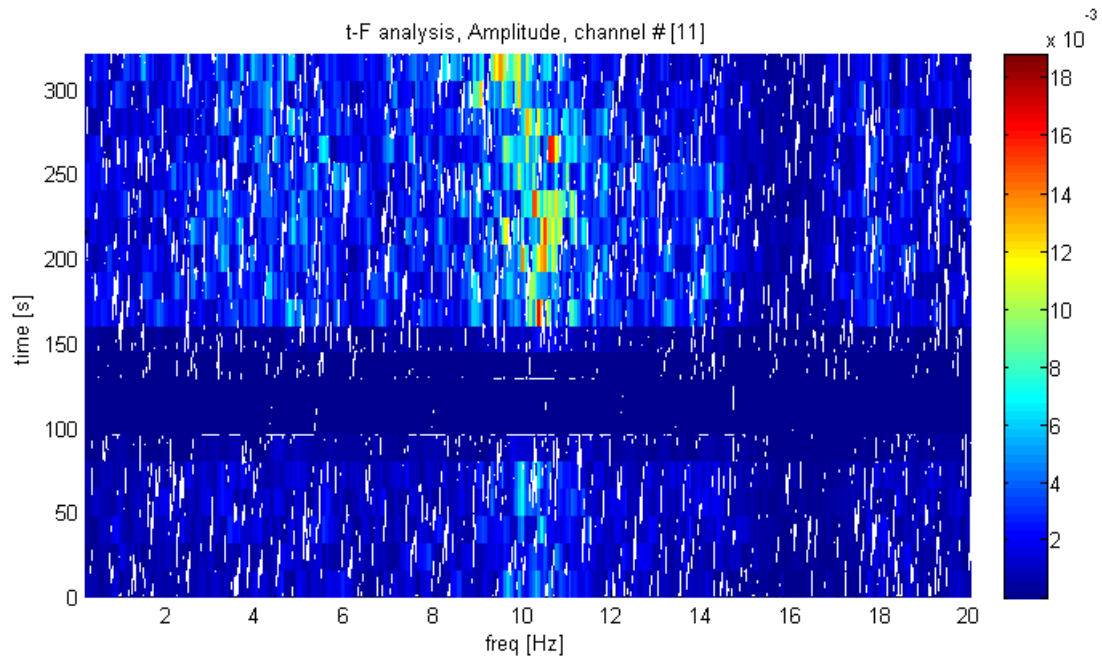


Figura 32.13. Frequenza dopo il test a 1.00g (tuning a 0.1g).

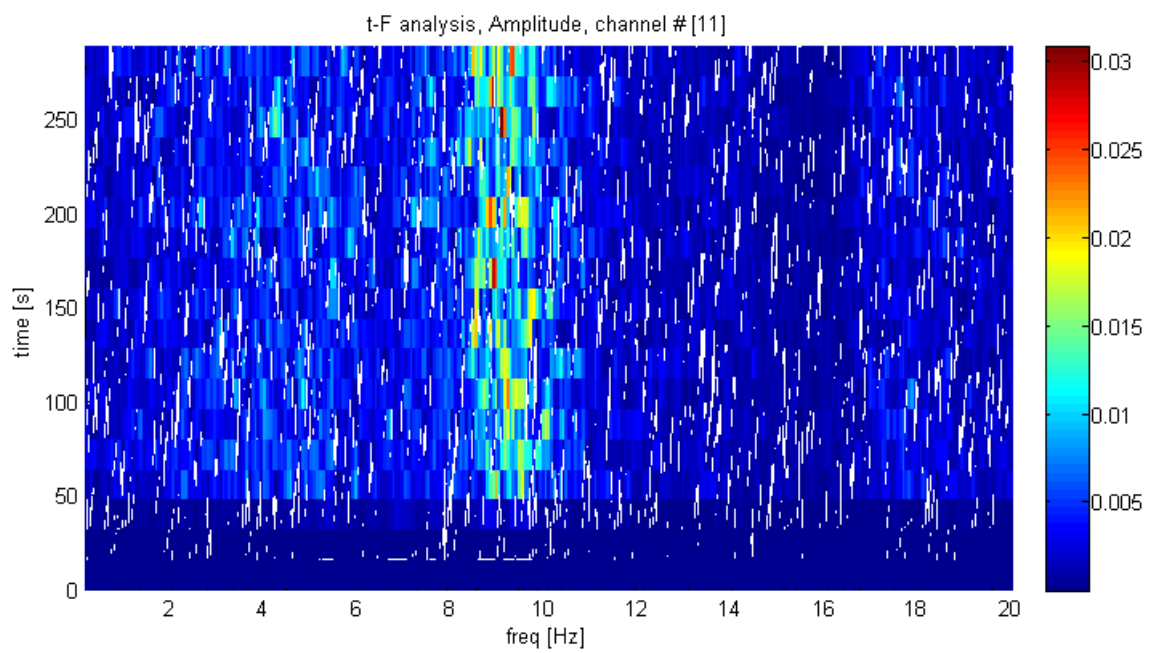


Figura 32.14. Frequenza dopo il test a 1.00g (tuning a 0.15g).

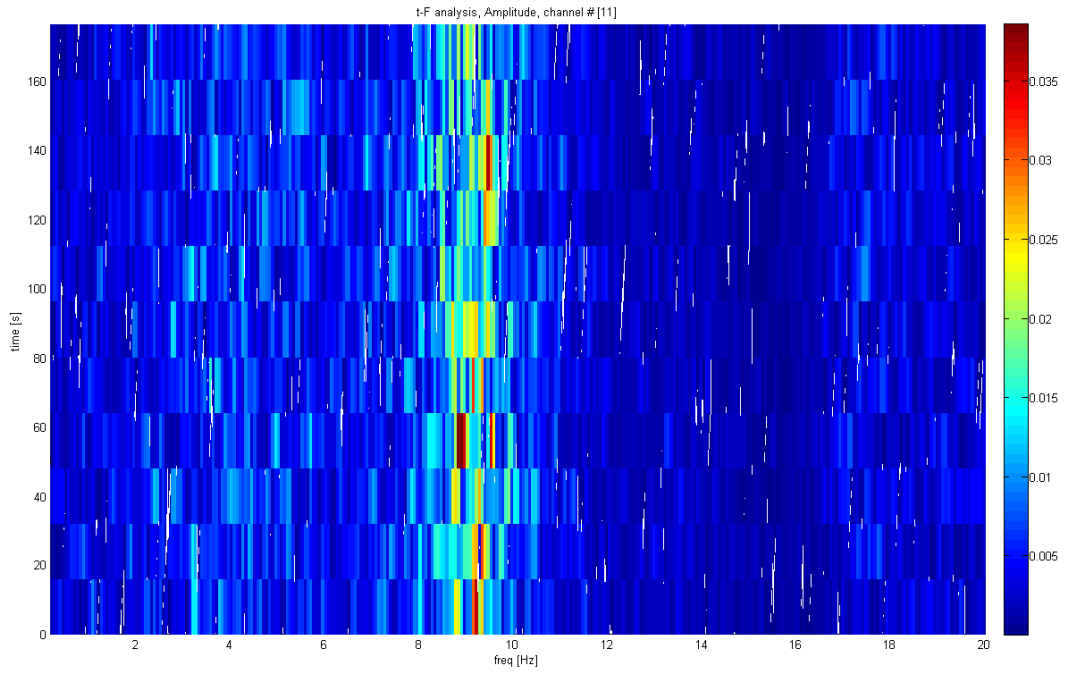


Figura 32.15. Frequenza dopo il test a 1.00g (tuning a 0.2g)

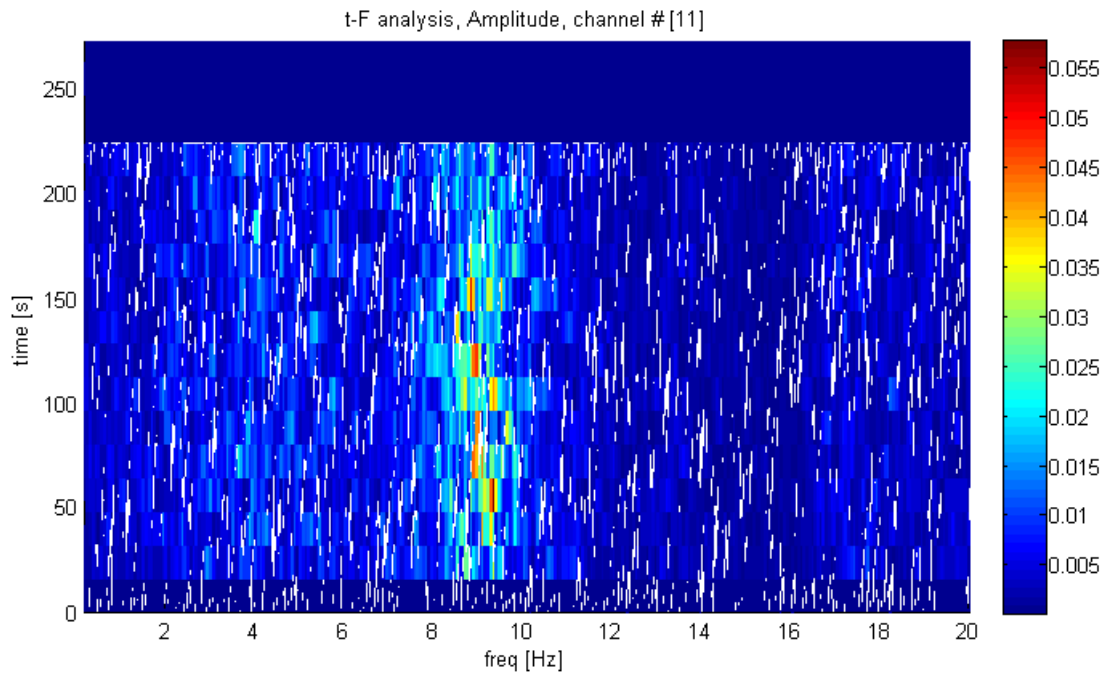


Figura 32.16. Frequenza dopo il test a 1.00g (tuning a 0.25g)

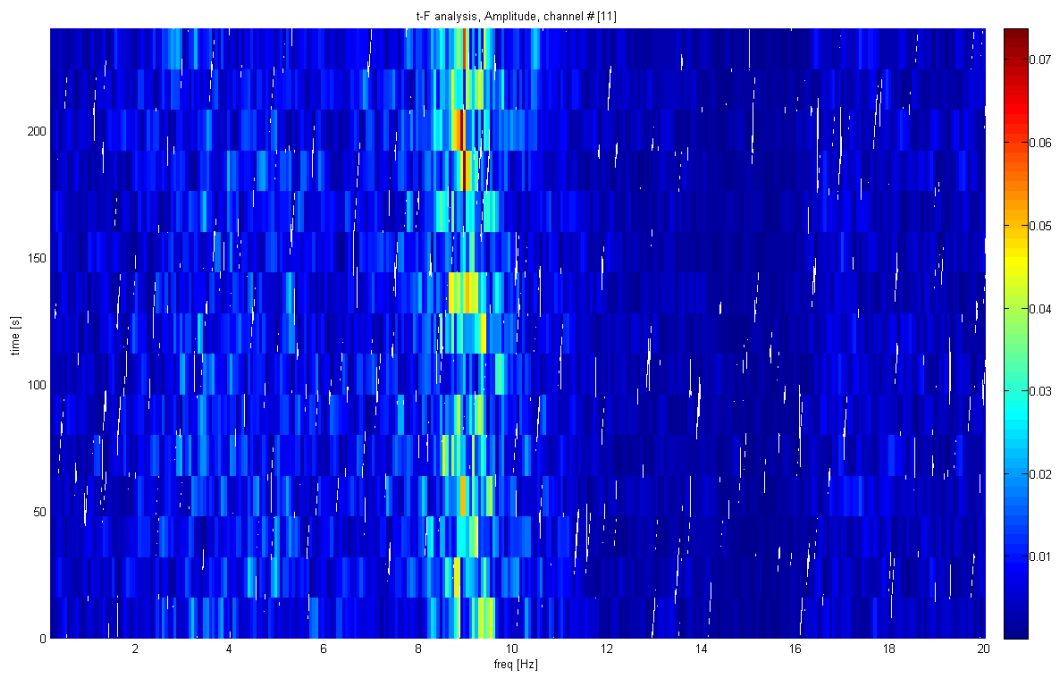


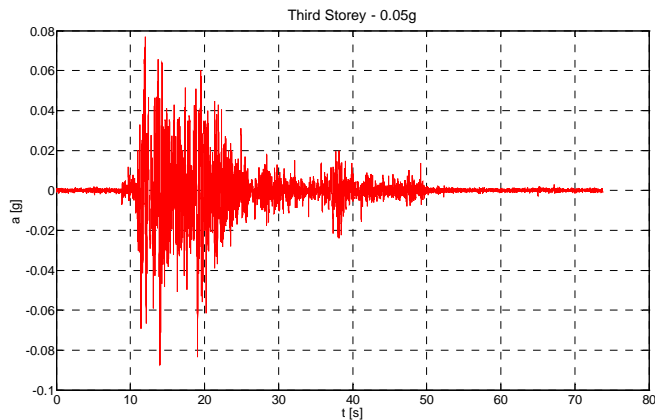
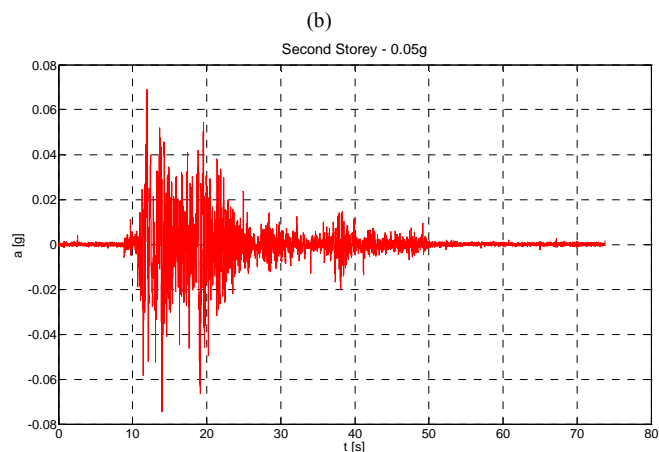
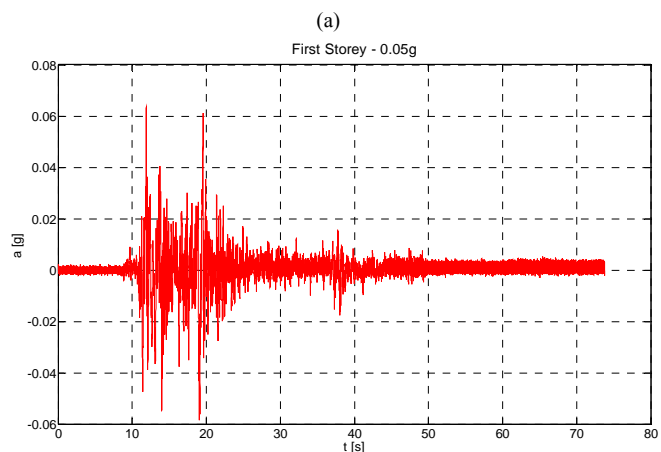
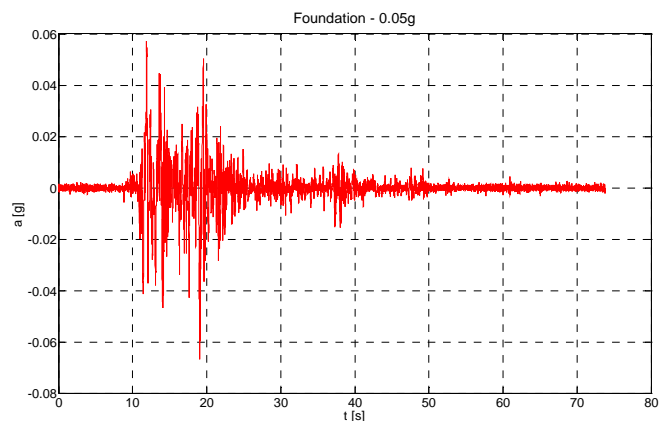
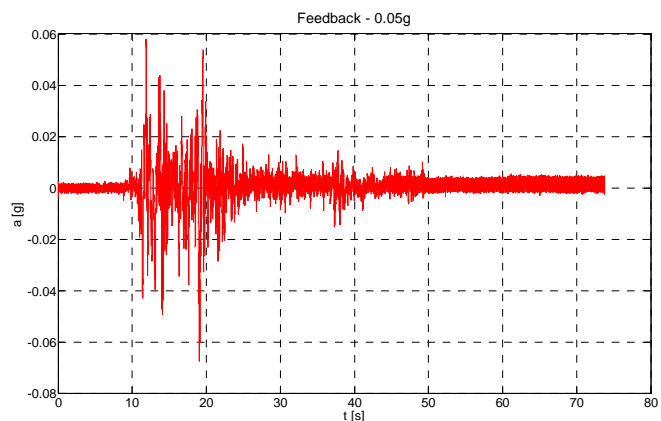
Figura 32.17. Frequenza dopo il test a 1.00g (tuning a 0.3g)

Tabella 32-4. Frequenze proprie.

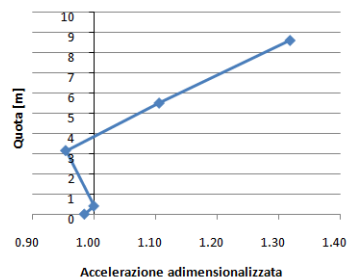
Prova	Frequenze sperimentali
Prima della prova a 0.05 g	10.0 Hz
Tra le prove a 0.05 g e 0.15 g	10.0 Hz
Tra le prove a 0.15 g e 0.50 g	10.0 Hz
Tra le prove a 0.50 g e 1.00 g	10.0 Hz
Tra la prova a 1.00 g e il white noise a 0.30 g	10 Hz
Tra il primo white noise a 0.30 g e la prima prova a 1.2 g	8.6 Hz
Tra la prima prova a 1.20 g e il white noise a 0.50 g	-
Tra il white noise a 0.50 g e la seconda prova a 1.20 g	8.2 Hz
Dopo la seconda prova a 1.20 g	-

32.4.2 Risultati in termini di accelerazioni

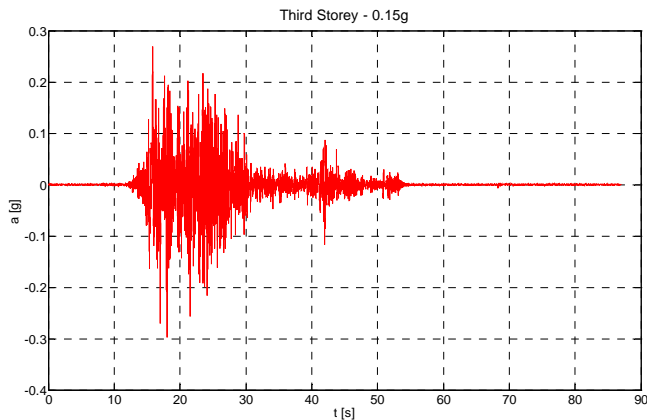
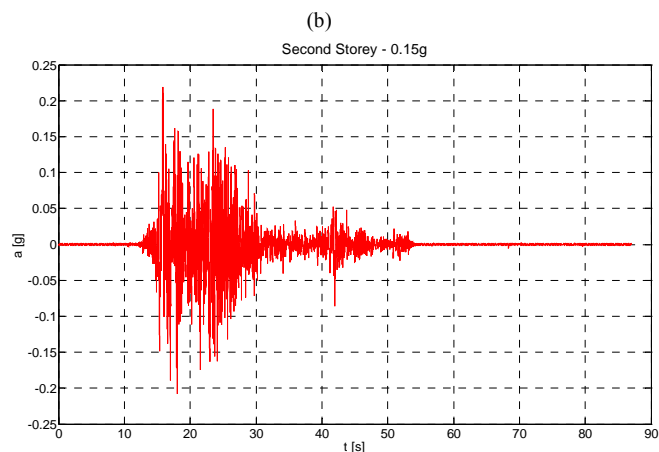
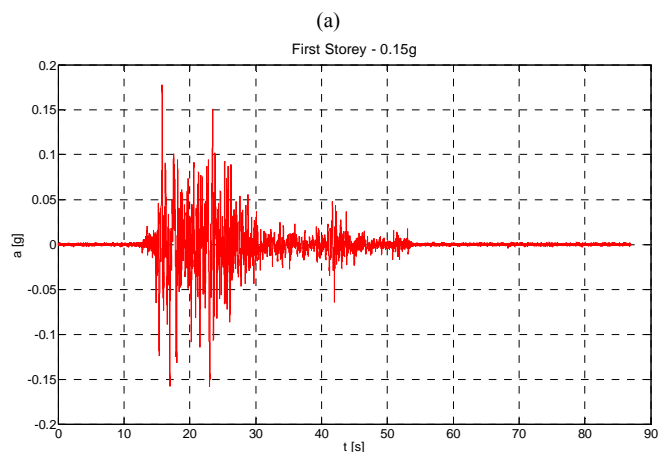
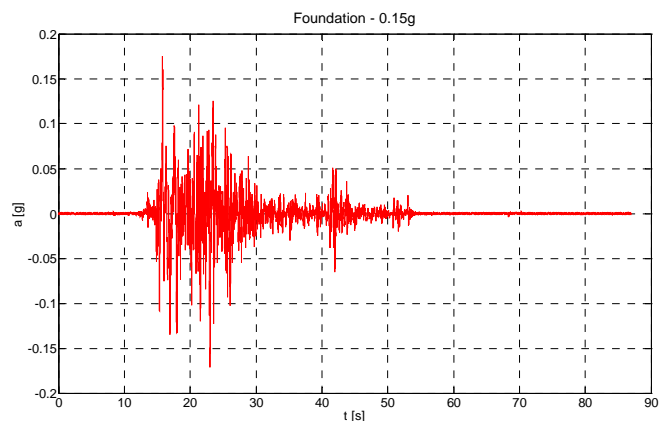
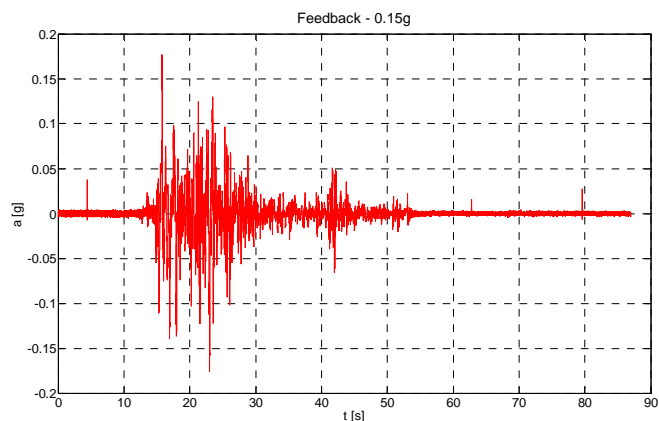
Per ogni test sismico effettuato, nelle figure seguenti (Figura 32.18, Figura 32.19, Figura 32.20, Figura 32.21, Figura 32.22), si riportano gli accelerogrammi registrati, rispettivamente, sulla tavola vibrante (accelerometro n. 0), sulla fondazione (accelerometro n. 1), su ogni piano della struttura (accelerometri n. 3, 7 e 11) e le corrispondenti accelerazioni di picco registrate assieme al profilo delle accelerazioni massime lungo l'altezza della struttura.



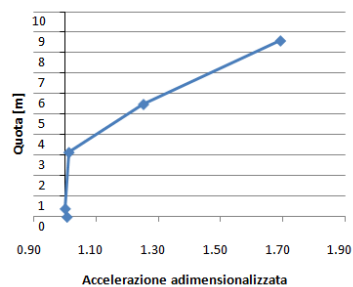
Accelerogramma scalato ad 0.05g	
PGA registrata sulla tavola	0.065
PGA registrata sulla fondazione	0.066
PGA registrata sul piano 1°	0.063
PGA registrata sul piano 2°	0.073
PGA registrata sul piano 3°	0.087



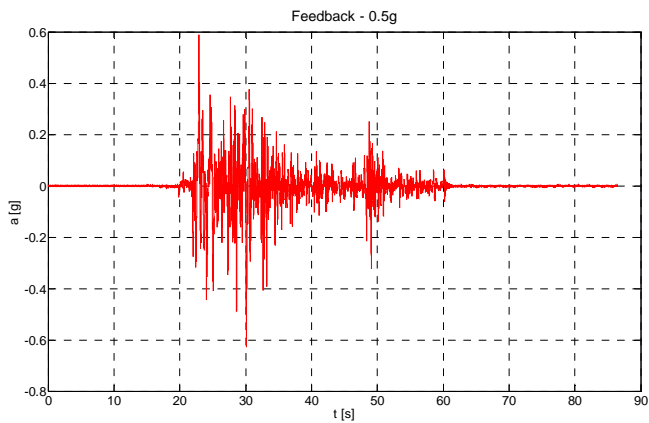
(f)
 Figura 32.18. Test a 0.05g: (a) accelerogramma registrato sulla tavola vibrante (canale 0); (b) accelerogramma registrato sulla fondazione (canale 1); (c) accelerogramma registrato al piano primo (canale 3); (d) accelerogramma registrato al secondo piano (canale 7); (e) accelerogramma registrato al terzo piano (canale 11); (f) profilo delle accelerazioni massime lungo l'altezza della struttura.



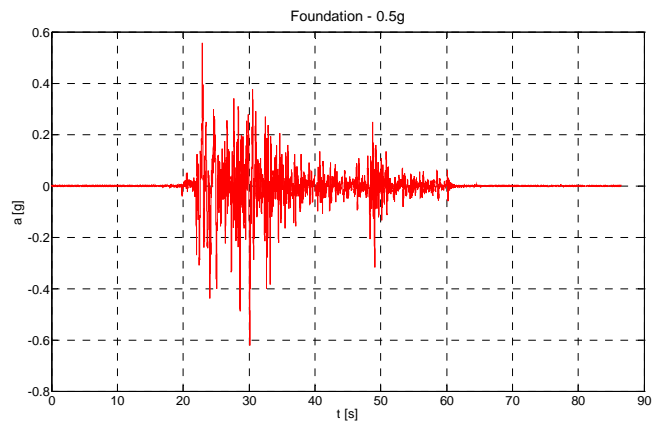
Accelerogramma scalato ad 0.15g	
PGA registrata sulla tavola	0.176
PGA registrata sulla fondazione	0.175
PGA registrata sul piano 1°	0.177
PGA registrata sul piano 2°	0.219
PGA registrata sul piano 3°	0.296



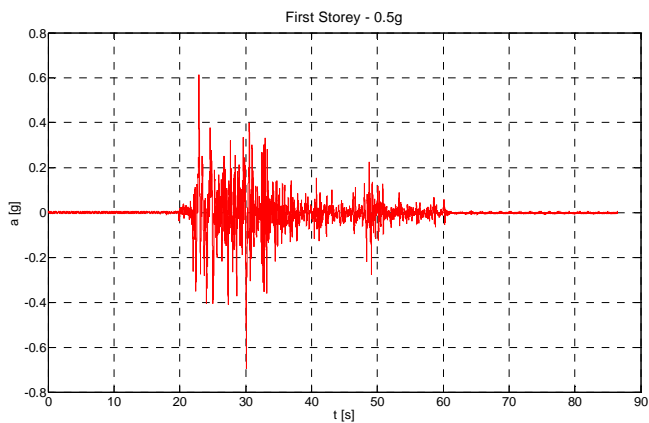
(f)
 Figura 32.19. Test a 0.15g: (a) accelerogramma registrato sulla tavola vibrante (canale 0); (b) accelerogramma registrato sulla fondazione (canale 1); (c) accelerogramma registrato al piano primo (canale 3); (d) accelerogramma registrato al secondo piano (canale 7); (e) accelerogramma registrato al terzo piano (canale 11); (f) profilo delle accelerazioni massime lungo l'altezza della struttura.



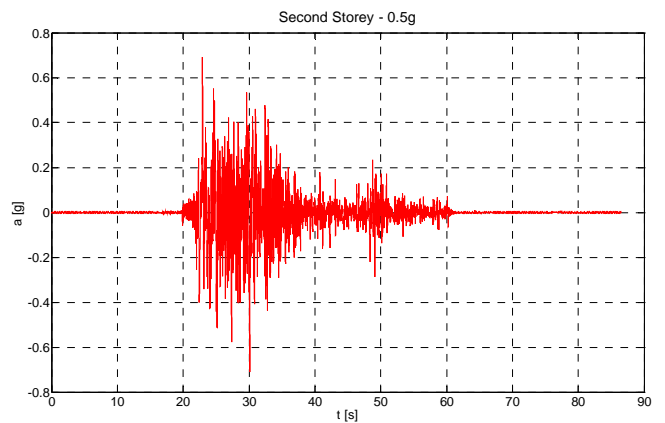
(a)



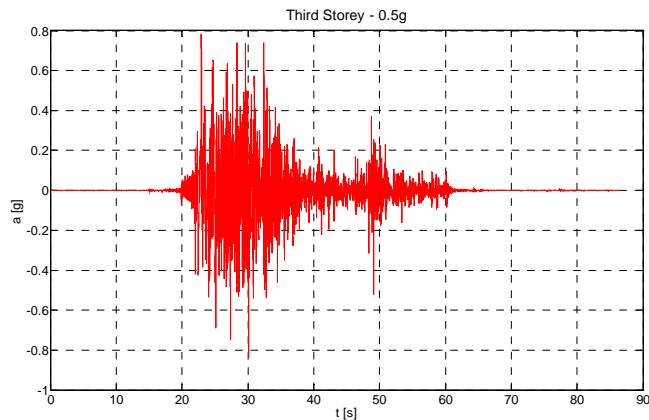
(b)



(c)

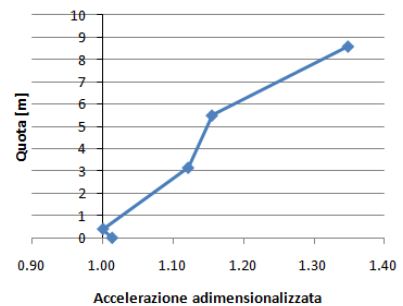


(d)



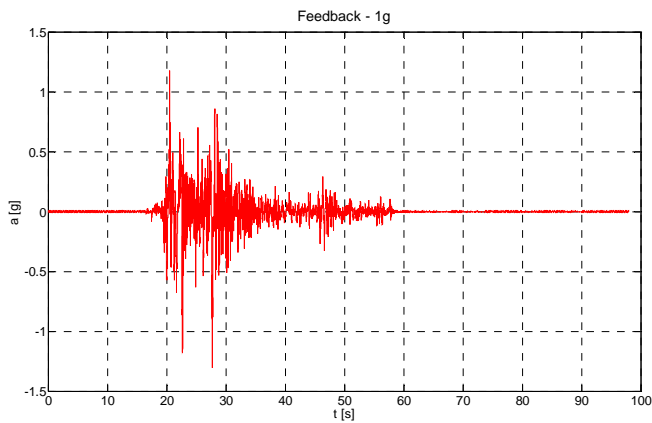
(e)

Accelerogramma scalato ad 0.5g	
PGA registrata sulla tavola	0.628
PGA registrata sulla fondazione	0.62
PGA registrata sul piano 1°	0.695
PGA registrata sul piano 2°	0.716
PGA registrata sul piano 3°	0.836

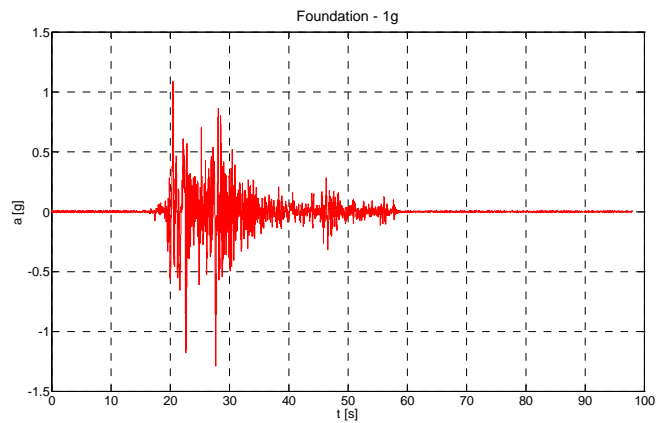


(f)

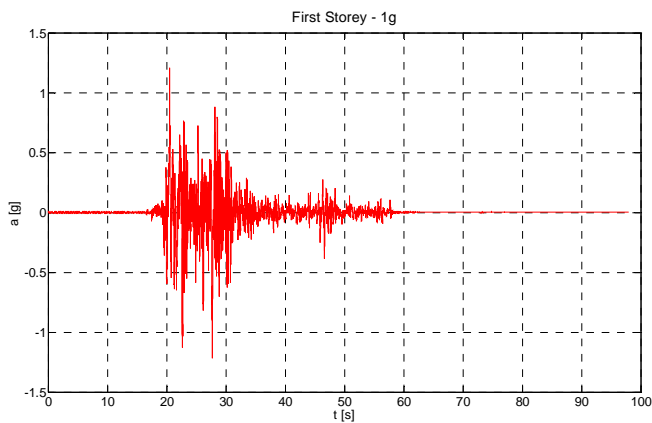
Figura 32.20. Test a 0.5g: (a) accelerogramma registrato sulla tavola vibrante (canale 0); (b) accelerogramma registrato sulla fondazione (canale 1); (c) accelerogramma registrato al piano primo (canale 3); (d) accelerogramma registrato al secondo piano (canale 7); (e) accelerogramma registrato al terzo piano (canale 11); (f) profilo delle accelerazioni massime lungo l'altezza della struttura.



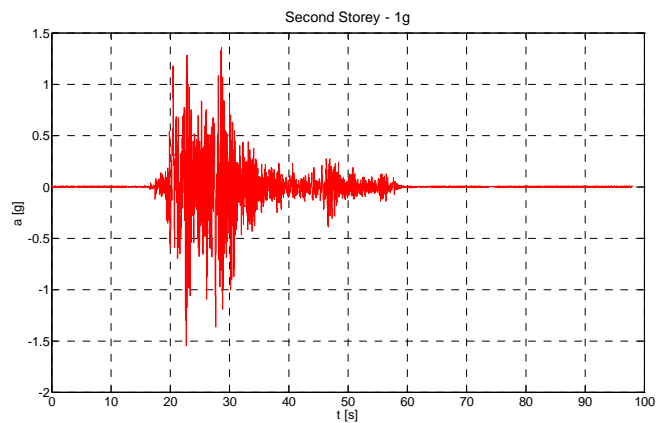
(a)



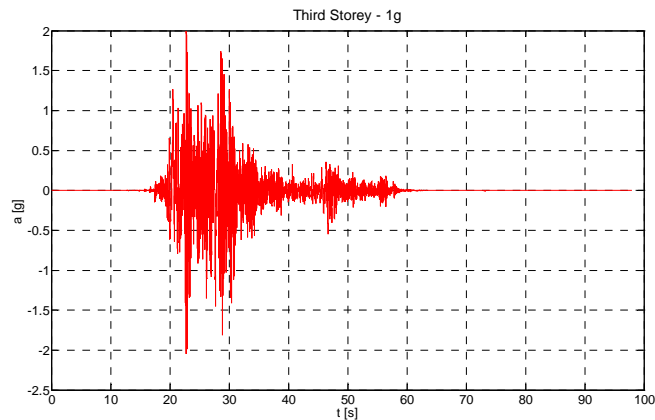
(b)



(c)

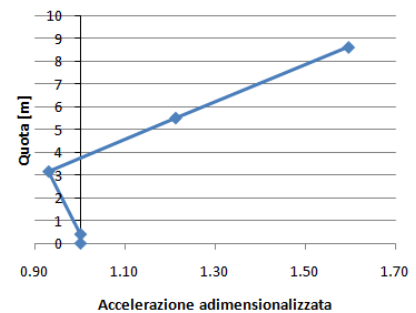


(d)



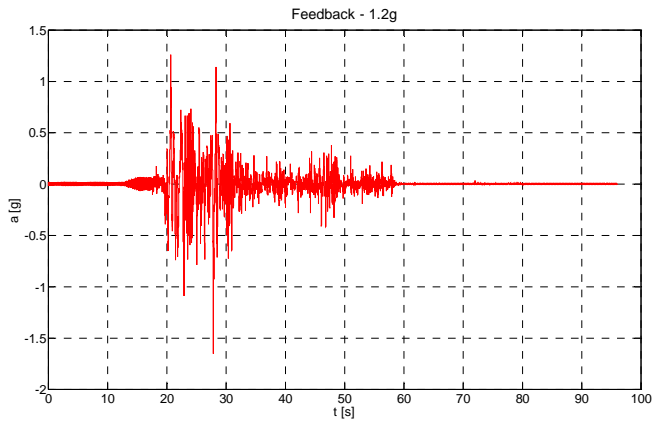
(e)

Accelerogramma scalato ad 1g	
PGA registrata sulla tavola	1.28g
PGA registrata sulla fondazione	1.28g
PGA registrata sul piano 1°	1.19g
PGA registrata sul piano 2°	1.55g
PGA registrata sul piano 3°	2.04g

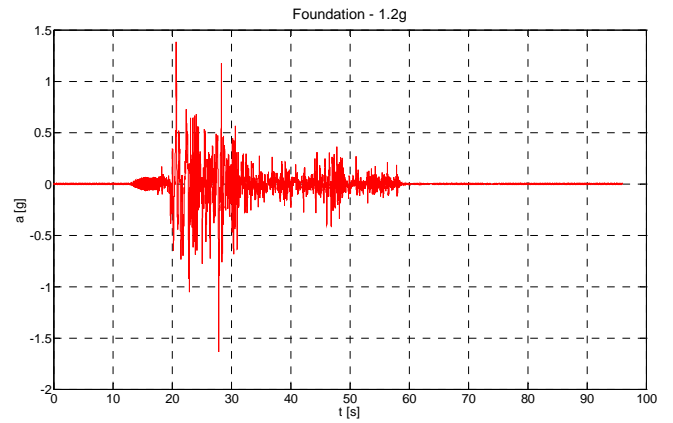


(f)

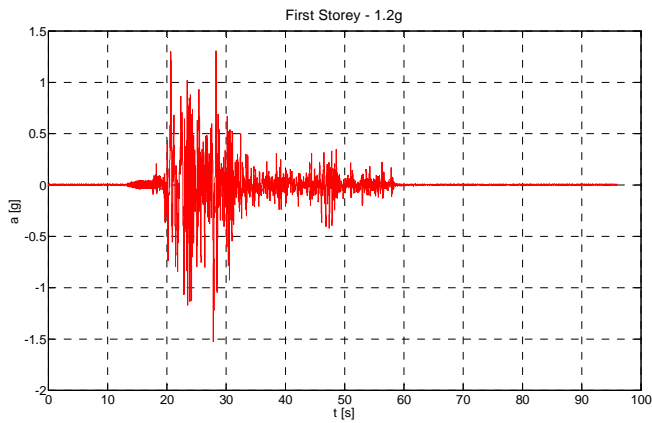
Figura 32.21. Test a 1.2g: (a) accelerogramma registrato sulla tavola vibrante (canale 0); (b) accelerogramma registrato sulla fondazione (canale 1); (c) accelerogramma registrato al piano primo (canale 3); (d) accelerogramma registrato al secondo piano (canale 7); (e) accelerogramma registrato al terzo piano (canale 11); (f) profilo delle accelerazioni massime lungo l'altezza della struttura.



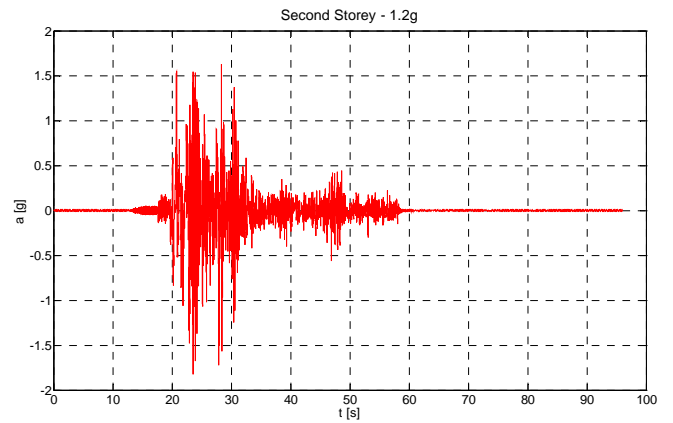
(a)



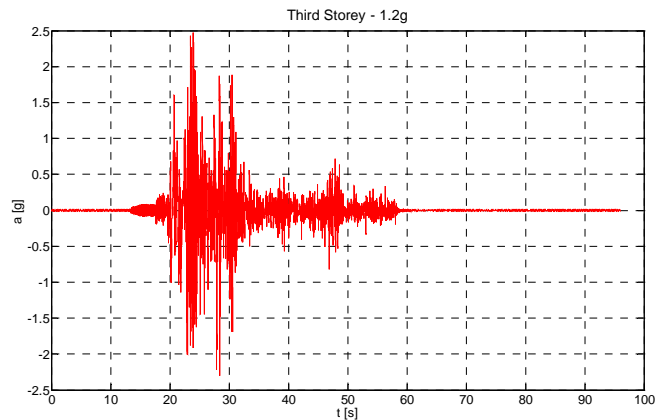
(b)



(c)

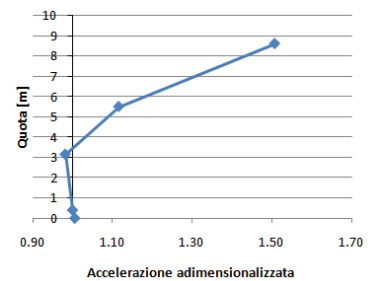


(d)



(e)

Accelerogramma scalato ad 1.2g	
PGA registrata sulla tavola	1.65
PGA registrata sulla fondazione	1.64
PGA registrata sul piano 1°	1.61
PGA registrata sul piano 2°	1.83
PGA registrata sul piano 3°	2.47



(f)

Figura 32.22. Test a 1.2g: (a) accelerogramma registrato sulla tavola vibrante (canale 0); (b) accelerogramma registrato sulla fondazione (canale 1); (c) accelerogramma registrato al piano primo (canale 3); (d) accelerogramma registrato al secondo piano (canale 7); (e) accelerogramma registrato al terzo piano (canale 11); (f) profilo delle accelerazioni massime lungo l'altezza della struttura.

32.4.3 Risultati in termini di deformazioni, ε

Dalla Figura 32.23 alla Figura 32.26 sono riportati gli andamenti delle deformazioni ε in funzione del tempo per la prova ad 1.00 g; in particolare sono state rappresentate le deformazioni acquisite dai potenziometri posizionati all'esterno e all'intero della parete n.1 (rispettivamente, canali n. 57, 58 e 59 e canali n. 74, 75, 76) e della parete n. 3 (rispettivamente, canali n. 24, 25 e 26 e canali n. 63, 64, 65).

Osservando le time-history delle deformazioni è possibile notare che la massima deformazione registrata durante la prova ad 1 g è risultata essere pari a $\varepsilon_{\max} = 0.2 \cdot 10^{-3}$.

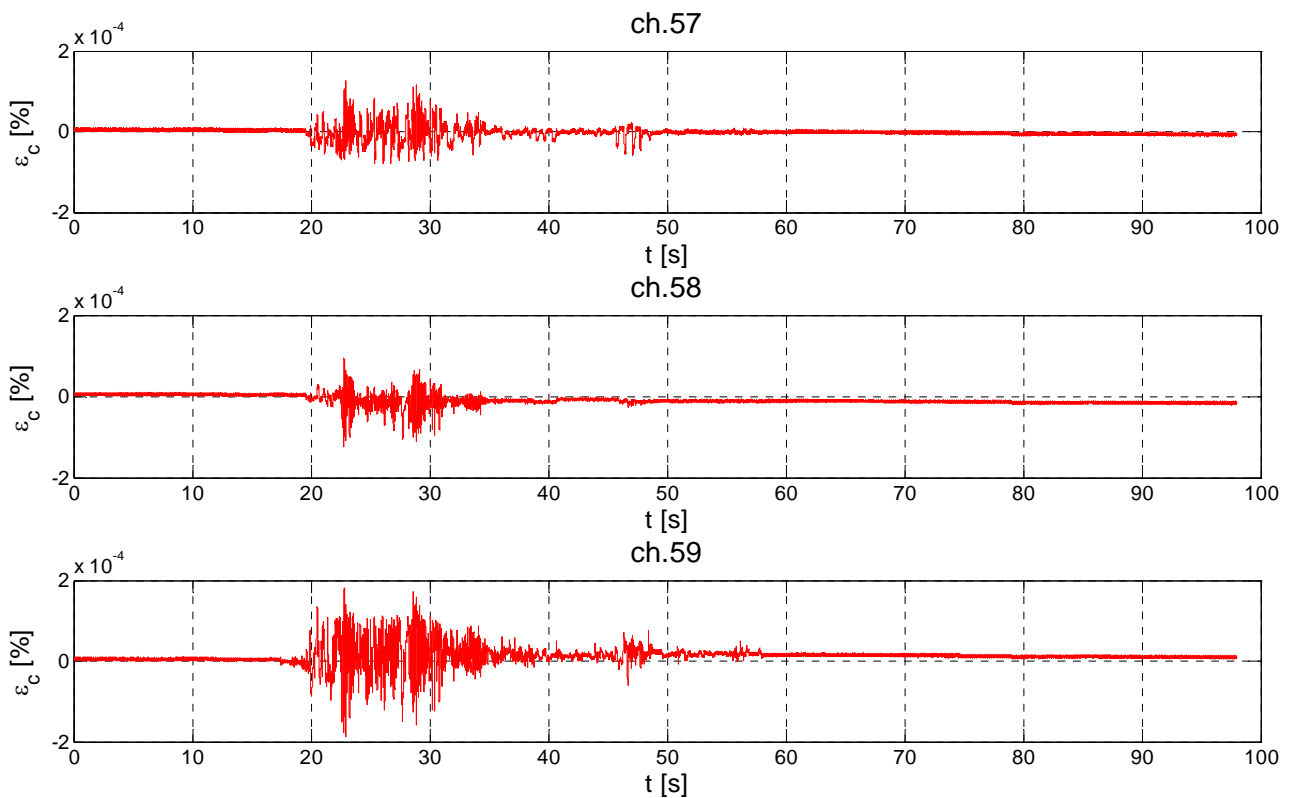


Figura 32.23. Andamento delle deformazioni registrate dai potenziometri 57, 58 e 59 in funzione del tempo.

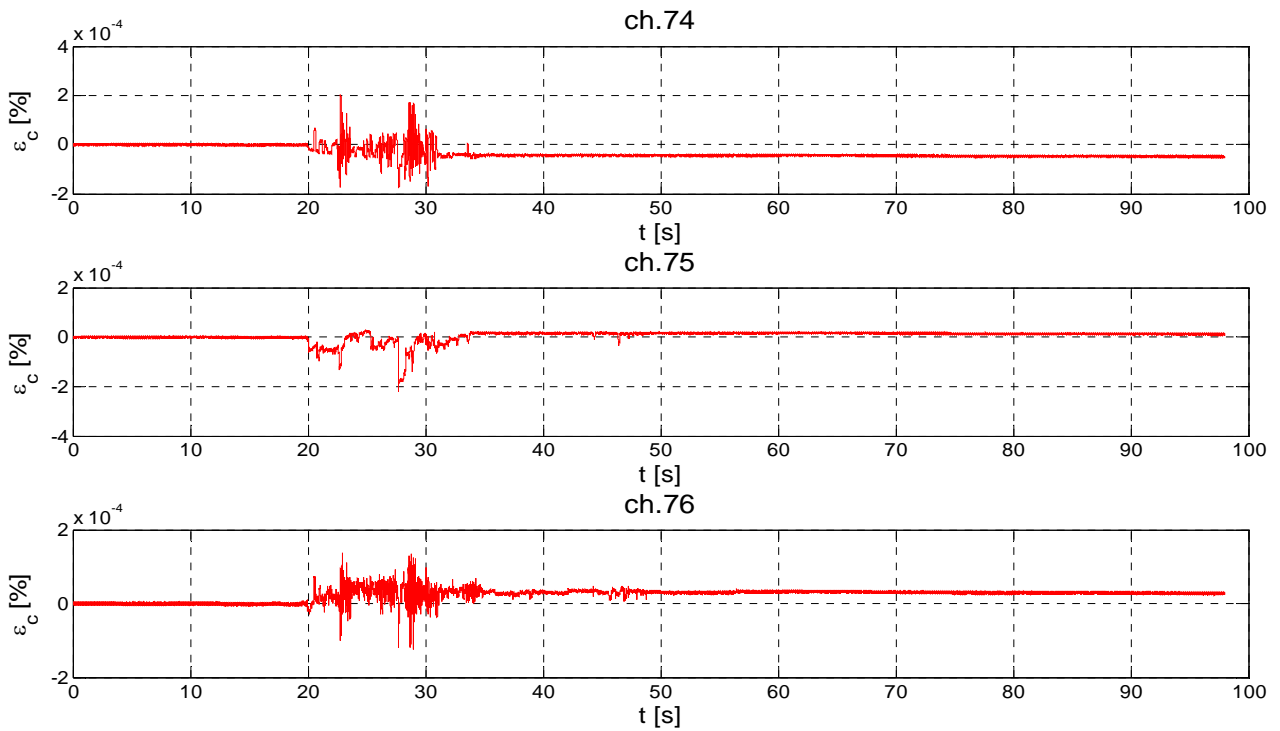


Figura 32.24. Andamento delle deformazioni registrate dai potenziometri 74, 75 e 76 in funzione del tempo.

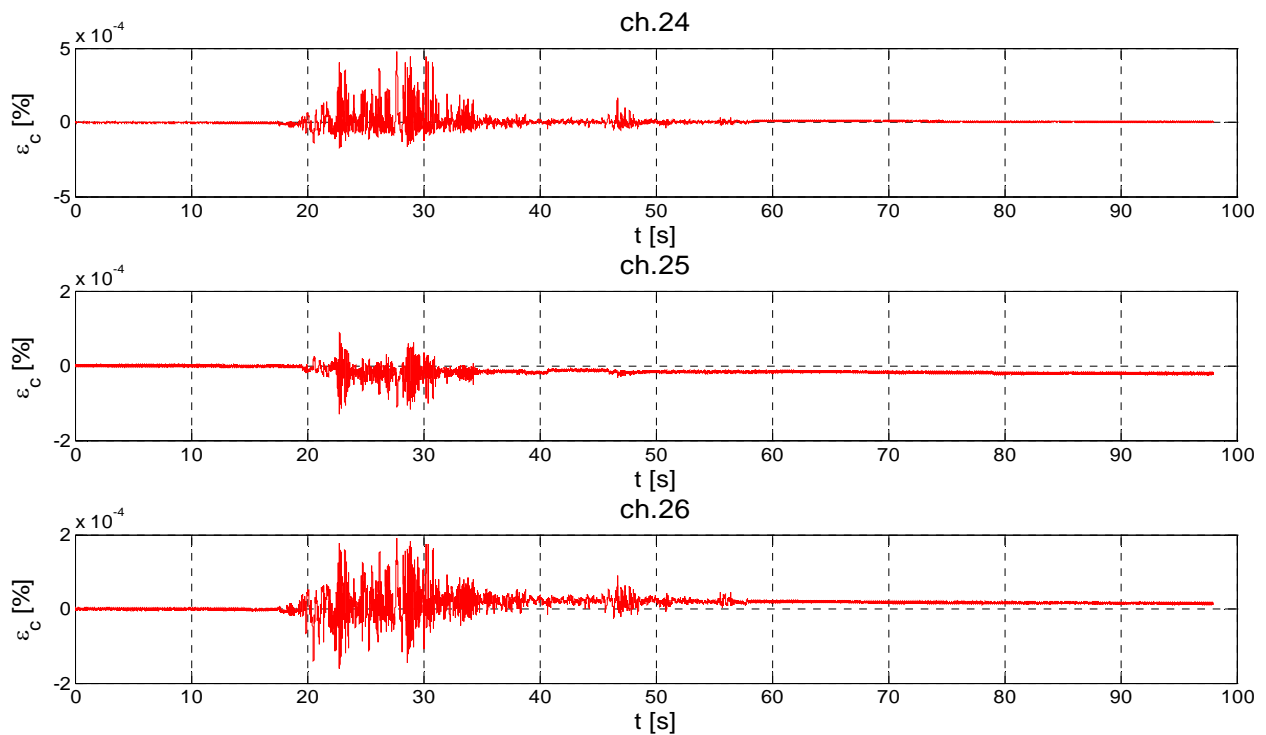


Figura 32.25. Andamento delle deformazioni registrate dai potenziometri 24, 25 e 26 in funzione del tempo.

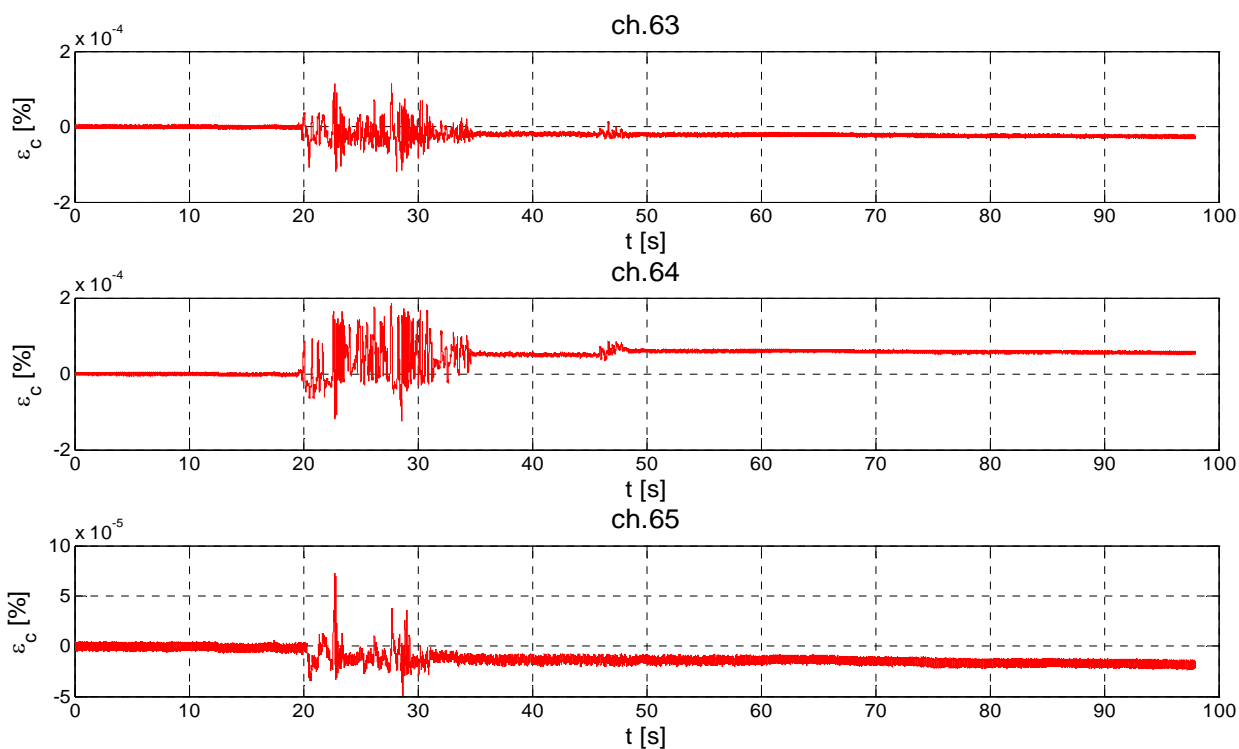


Figura 32.26. Andamento delle deformazioni registrate dai potenziometri 63, 64 e 65 in funzione del tempo.

32.4.4 Risultati in termini di quadro fessurativo

In Figura 32.27 si riportano le foto delle pareti al termine della prova ad 1g. È possibile notare che non sono presenti delle fessure. Successivamente, dalla Figura 32.27 alla Figura 32.33 si riportano le foto delle pareti di ogni piano dopo il white noise a 0.5g (nella Figura 32.28, nella Figura 32.30 e nella Figura 32.32 sono riportate le foto delle pareti così come osservate, mentre nella Figura 32.29, nella Figura 32.31 e nella Figura 32.33 sono riportate le stesse foto delle pareti di cui sopra ma sono state ripassate le fessure per evidenziarle). Dalle foto è possibile notare la presenza di pochissime fessure, molto sottili e non propagate, in misura maggiore all'ultimo piano. In fatto che le fessure siano comparse dopo il white noise a 0.5 g conferma il risultato osservato a partire dalla frequenze proprie della struttura (i.e. dopo i white noise a 0.3g e a 0.5g è stata osservata la riduzione della frequenza propria della struttura). Durante i successivi test a 1.2 g il quadro fessurativo è rimasto sostanzialmente invariato (Figura 32.34 - Figura 32.36).

Dall'analisi delle fessurazioni sviluppatesi sulla struttura, è possibile concludere che durante la prova su tavola vibrante si sono manifestate pochissime fessure, molto sottili e non propagate, in misura maggiore all'ultimo piano, e non è stato riscontrato un quadro fessurativo tale da indicare una crisi a flessione o a taglio della struttura.

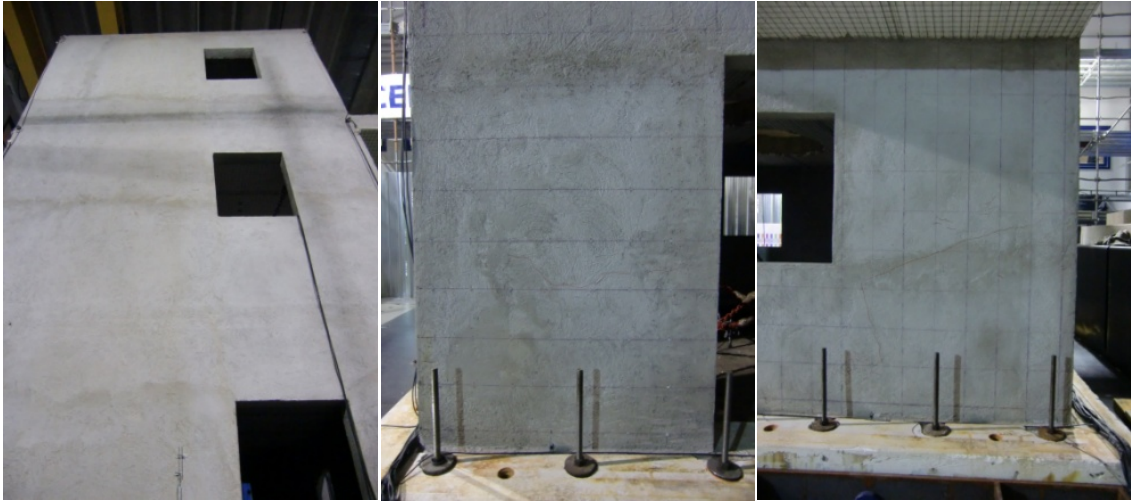


Figura 32.27. Foto delle pareti al termine della prova ad 1g: assenza di fessure.



Figura 32.28. Foto delle pareti dopo il white noise a 0.5g: interno piano terzo.



Figura 32.29. Fessure ripassate: foto delle pareti dopo il white noise a 0.5g: interno piano terzo.



Figura 32.30. Foto delle pareti dopo il white noise a 0.5g: interno piano secondo



Figura 32.31. Fessure ripassate: foto delle pareti dopo il white noise a 0.5g: interno piano secondo



Figura 32.32. Foto delle pareti dopo il white noise a 0.5g: esterno piano primo.



Figura 32.33. Fessure ripassate: foto delle pareti dopo il white noise a 0.5g: esterno piano primo.



Figura 32.34. Foto delle pareti dopo il test a 1.2g: interno piano terzo.



Figura 32.35. Foto delle pareti dopo il test a 1.2g: interno piano secondo

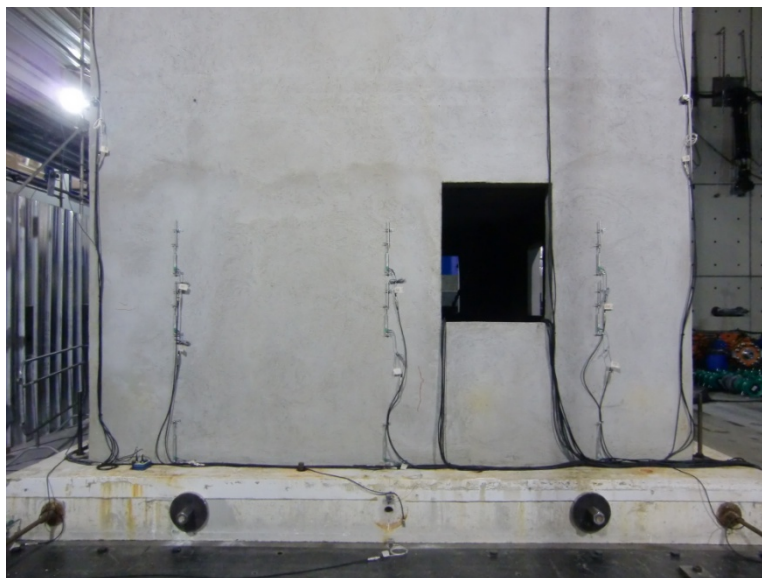


Figura 32.36. Foto delle pareti dopo il test a 1.2g: esterno piano primo.

33 Prova su tavola vibrante: interpretazione preliminare dei risultati ottenuti

33.1 Premessa

In questo capitolo si riporta l'interpretazione preliminare dei risultati ottenuti dalle prova su tavola vibrante. In particolare, si è cercato di fornire un'interpretazione dei seguenti aspetti:

- Frequenza della struttura;
- Sovreresistenze osservate;
- Confronto tra momento esterno e momento interno e
- Confronto tra tensioni e deformazioni.

Di seguito si riportano i dettagli di tale interpretazione. È bene precisare, che per mancanza di tempo non tutti gli aspetti sono stati approfonditi nel dettaglio, anche per il fatto che alcuni risultati emersi richiedono necessariamente uno studio più accurato e il supporto di ulteriori prove sperimentali.

Inoltre, è bene notare che il primo risultato fondamentale osservato durante la prova su tavola vibrante è che la struttura ha manifestato delle sovreresistenze. Per questo motivo, poiché non sono stati osservati notevoli danneggiamenti, di seguito sarà riportata l'interpretazione preliminare di una struttura che si è mantenuta in campo elastico lineare.

33.2 Frequenze della struttura

33.2.1 Evoluzione della frequenza al crescere dell'intensità dell'input

Osservando i risultati in termini di frequenze proprie riportati in Tabella 32-4 e di seguito rappresentati in Figura 33.1, è possibile notare che, fino al test ad 1 g, la frequenza propria della struttura è risultata essere costante e pari a circa 10 Hz e la struttura non ha subito alcun tipo di danno.

Dopo il test ad 1 g, e in particolare, dopo il white noise effettuato a 0.30g (realizzato con il preciso obiettivo di cercare di fessurare il calcestruzzo facendo vibrare la struttura ad alte frequenze), si è osservata una riduzione della frequenza, ancorché modesta, da 10 Hz a 8.6 Hz. Un ulteriore decremento della frequenza propria della struttura è stato riscontrato anche a seguito di un ulteriore white noise effettuato a 0.5g (da 8.6 Hz a 8.2 Hz).

A partire da questi dati è possibile osservare che:

- non vi è stata una evoluzione della frequenza al crescere dell'intensità dell'input, infatti la frequenza propria della struttura ha subito modifiche non significative, pertanto la struttura ha manifestato un comportamento stabile durante tutta la prova;
- la mancanza di evoluzione della frequenza al crescere dell'intensità dell'input, conferma che la struttura ha manifestato un comportamento elastico lineare (e, pertanto, la sequenza dei meccanismi di collasso individuata in fase di progettazione non è stata osservata).

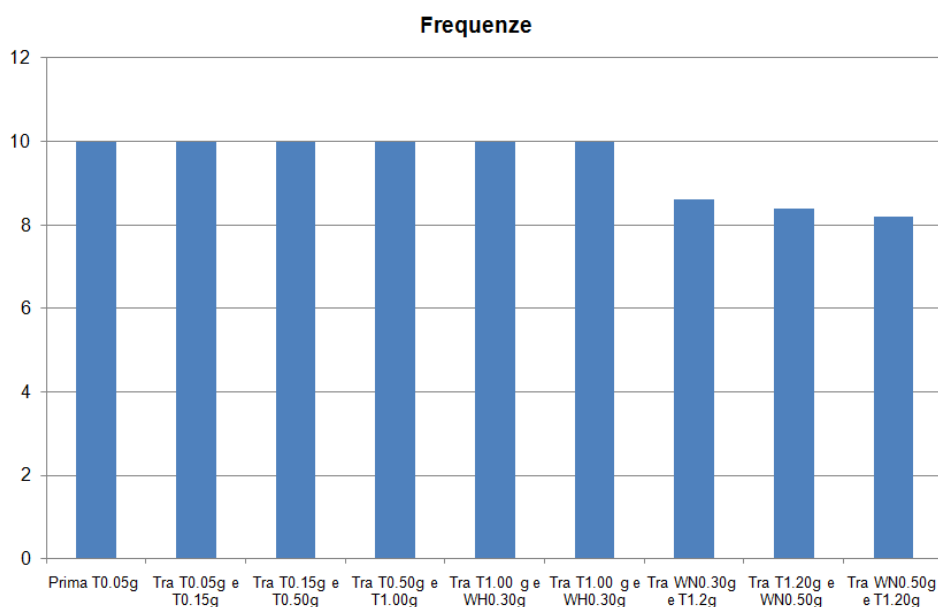


Figura 33.1. Frequenze proprie della struttura.

33.2.2 Confronto con i risultati ottenuti a partire dai modelli numerici

Il modello elastico lineare della struttura è stato realizzato con il programma SAP2000 Versione 14. In questo modello, le pareti, i sopra-porta e i sopra- e sotto- finestra sono stati modellati con elementi *shell elastiche lineari*.

In particolare, sono stati realizzati due modelli:

1. nel primo modello (modello n.1) le shell erano caratterizzate da uno spessore pari a 8 cm (pari cioè alla somma degli spessori dei due strati in c.a., 4 cm + 4 cm);
2. nel secondo modello (modello n.2) sono state adottate delle *shell layered* per modellare l'effettiva sezione di tipo sandwich delle pareti; nello specifico, la singola *shell layered* (la cui sezione trasversale è rappresentata in Figura 33.2) presenta due strati in c.a. dello spessore di 4 cm ciascuno inframmezzati da uno strato centrale in polistirene espanso dello spessore di 10 cm.

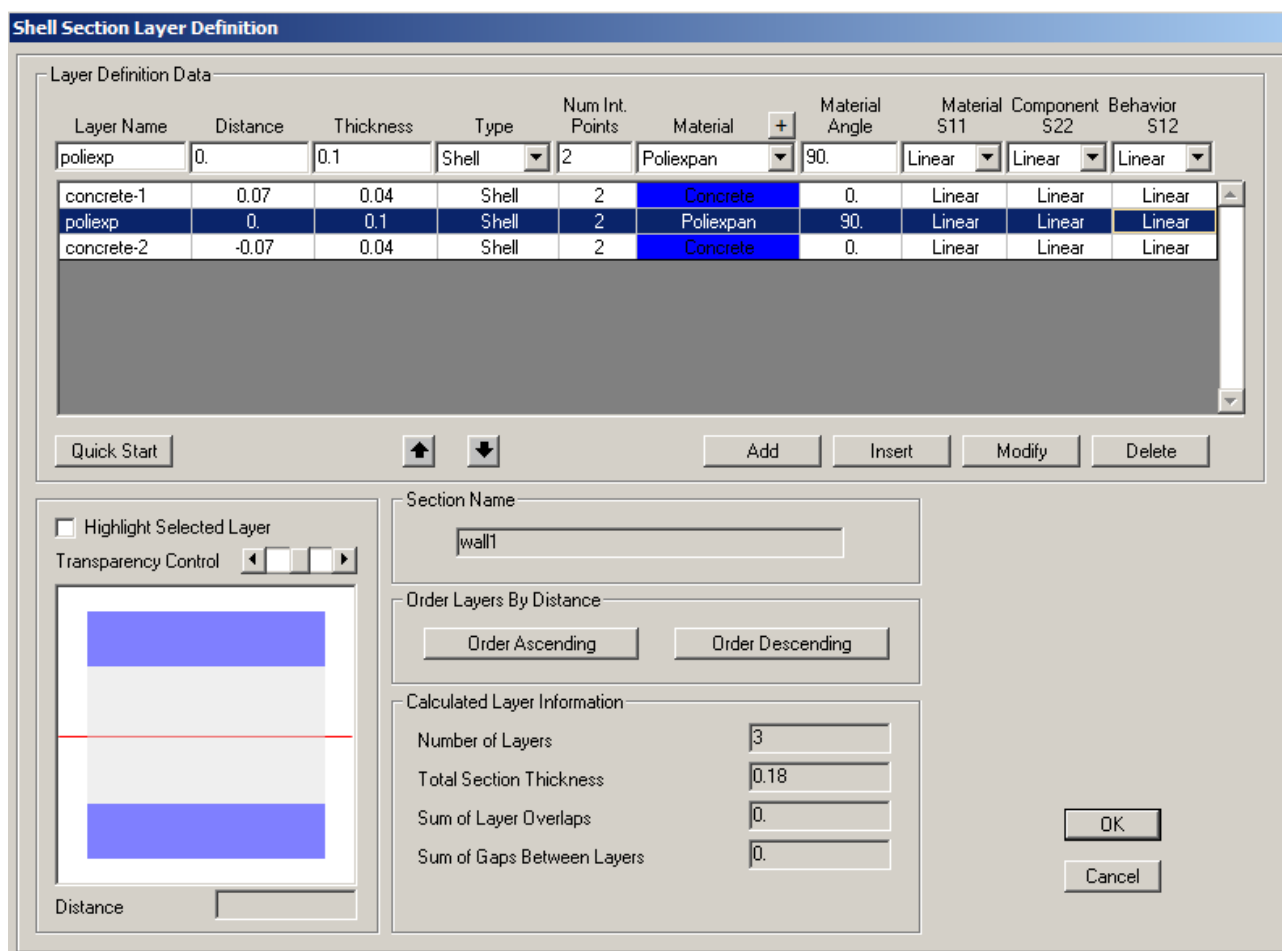


Figura 33.2. Sezione trasversale della shell layered.

In entrambi i modelli (modello n.1 e n.2), i solai sono stati modellati come delle shell in calcestruzzo (caratterizzato da $f_{cm} = 30$ MPa e da un modulo elastico pari a $E = 30000$ MPa). In particolare, i solai del primo e del secondo piano sono caratterizzati da uno spessore membranale

pari a 5 cm e da uno spessore flessionale pari a 20 cm, mentre il solaio di copertura è caratterizzato da uno spessore membranale pari a 4 cm e da uno spessore flessionale pari a 16 cm. I cordoli perimetrali sono stati modellati come delle beam in calcestruzzo (caratterizzato da $f_{cm} = 30$ MPa e da un modulo elastico pari a $E = 30000$ MPa). I carichi sono stati applicati sui solai come carichi per unità di superficie.

Per ciascuno dei due modelli di cui sopra, sono state condotte due analisi dinamiche modali, considerando:

- a) in un caso, come modulo elastico del calcestruzzo si è adottato quello ottenuto sperimentalmente sulla base dei provini realizzati in fase di costruzione della struttura, cioè $E_c = 31447$ MPa, con l'obiettivo di valutare numericamente la frequenza propria della struttura nel caso di sezione interamente reagente (i.e. non fessurata);
- b) nell'altro caso, come modulo elastico del calcestruzzo si è adottato quello precedente ridotto di 0.11 volte, cioè $E_{c, ridotto} = 0.11E_c = 3459$ MPa, con l'obiettivo di valutare numericamente la frequenza propria della struttura nel caso di sezione completamente fessurata; infatti il fattore di riduzione del modulo elastico adottato (i.e. 0.11) è quello che è stato ricavato a partire dall'interpretazione della prova pseudo statica ciclica sulla struttura con pianta ad H (descritta nella precedente Parte III).

Poiché entrambi i modelli hanno fornito risultati analoghi, di seguito saranno riportati i risultati in termini di frequenza propria ottenuti a partire dal modello in cui le shell risultavano caratterizzate da una sezione trasversale non sandwich dello spessore di 8 cm, considerando i due casi limite di seguito riportati:

- a) $E_c = 31447$ MPa (condizione di *sezione interamente reagente*);
- b) $E_{c, ridotto} = 0.11E_c = 3459$ MPa (condizione di *sezione completamente fessurata*).

Nella Figura 33.3 si riporta la forma del primo modo di vibrare. Mentre in Tabella 33-1 si riportano i valori del periodo e della frequenza propria della struttura ottenuti considerando i due valori del modulo elastico sopra riportati.

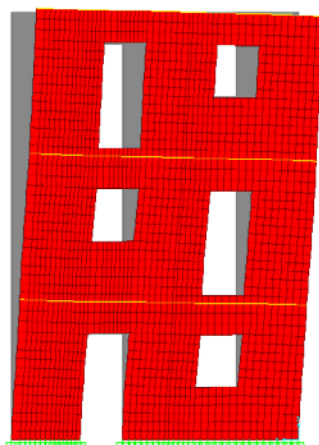


Figura 33.3. Primo modo di vibrare.

Tabella 33-1. Periodi e frequenze della struttura valutati con il modello FEM al variare del modulo elastico delle pareti.

Modulo elastico	Periodo [s]	Frequenza [Hz]
$E_c = 31447 \text{ MPa}$	0.07	14
$E_{c, ridotto} = 0.11E_c$	0.21	4.8

Osservando i risultati riportati in Tabella 33-1, è possibile notare che la frequenza osservata sperimentalmente durante la prova su tavola vibrante (10 Hz) risulta compresa tra i valori ottenuti numericamente (i) con il modulo elastico effettivo dei provini di calcestruzzo (14 Hz) e (ii) con il modulo elastico ridotto (4.8 Hz). Pertanto da una prima analisi, risulta che la struttura, durante la prova su tavola vibrante, si sia comportata in condizioni comprese tra quella di sezione interamente reagente e quella di sezione completamente fessurata (a differenza di quanto invece era stato osservato durante le prove pseudo statiche cicliche sia sulle singole pareti che sulla struttura ad H).

Per ottenere lo stesso valore della frequenza osservata sperimentalmente (i.e. 10 Hz) con il modello ad elementi finiti della struttura, è stato necessario:

- ridurre del 50% il modulo elastico effettivo del calcestruzzo, cioè $0.5E_c = 15724 \text{ MPa}$, come riportato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**;
- aumentare di 4.545 volte il modulo elastico ridotto (corrispondente alla condizione di totale fessurazione), cioè $4.545E_{c, ridotto} = 4.545 \times 3459 = 15724 \text{ MPa}$.

In conclusione, durante la prova su tavola vibrante, la struttura, si è comportata in condizioni comprese tra quella di sezione interamente reagente e quella di sezione completamente fessurata (a differenza di quanto invece era stato osservato durante le prove pseudo statiche cicliche sia sulle

singole pareti che sulla struttura ad H in cui in comportamento osservato è stato senza ombra di dubbio quello di sezione completamente fessurata). Tale risultato ottenuto a partire dall'analisi delle frequenze proprie della struttura potrebbe essere spiegato ipotizzando che la struttura si sia trovata a lavorare in condizioni totalmente fessurate, ma in presenza di un elevato tension stiffening, presumibilmente legato alla difficoltà di propagazione delle fessure in presenza di armatura diffusa e sollecitazione dinamica.

33.3 Sovreresistenze

33.3.1 Valutazione delle sollecitazioni sperimentali indotte nella struttura durante le prove sismiche.

A partire dagli accelerogrammi registrati dagli accelerometri posti sulla tavola vibrante, sulla fondazione e sulla struttura, $a(t)$ (di cui si è detto nel paragrafo 32.4.2); sono state ricostruite le *time - history* del:

- la forza totale alla tavola vibrante, $F_{Tot}(t)$;
- il taglio alla base della struttura, $V_{base}(t)$;
- il momento alla base della struttura, $M_{base}(t)$.

Di seguito si descrive come tali grandezze sono state ricostruite.

La forza totale in funzione del tempo è stata valutata mediante la seguente relazione:

$$F_{tot}(t) = \sum_{i=1}^3 m_i a_i(t) + m_{table} a_{feedback}(t) + m_{foundation} a_{foundation}(t)$$

In cui:

m_i è la massa dell'i-esimo piano, con $i = 1, 2, 3$;

$a_i(t)$ è l'accelerazione dell'i-esimo piano in funzione del tempo, con $i = 1, 2, 3$;

m_{table} è la massa della tavola vibrante;

$a_{feedback}(t)$ è l'accelerazione registrata sulla tavola vibrante in funzione del tempo;

$m_{foundation}$ è la massa della fondazione;

$a_{foundation}(t)$ è l'accelerazione registrata sulla fondazione in funzione del tempo.

Il taglio alla base della struttura in funzione del tempo è stato valutato mediante la seguente relazione:

$$T_{base}(t) = \sum_{i=1}^3 m_i a_i(t)$$

Il momento alla base della struttura in funzione del tempo è stato valutato mediante la seguente relazione:

$$M_{base}(t) = \sum_{i=1}^3 m_i a_i(t) h_i \tag{33.1}$$

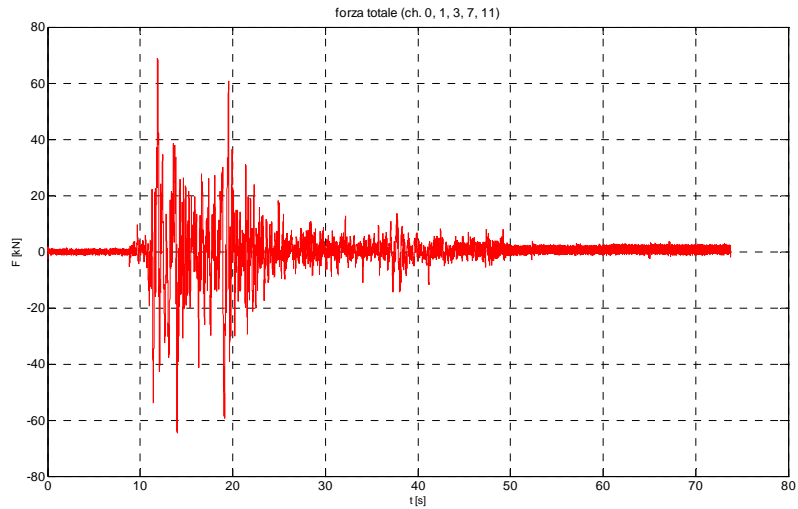
In cui:

h_i è la quota dell'i-esimo piano, con $i = 1, 2, 3$.

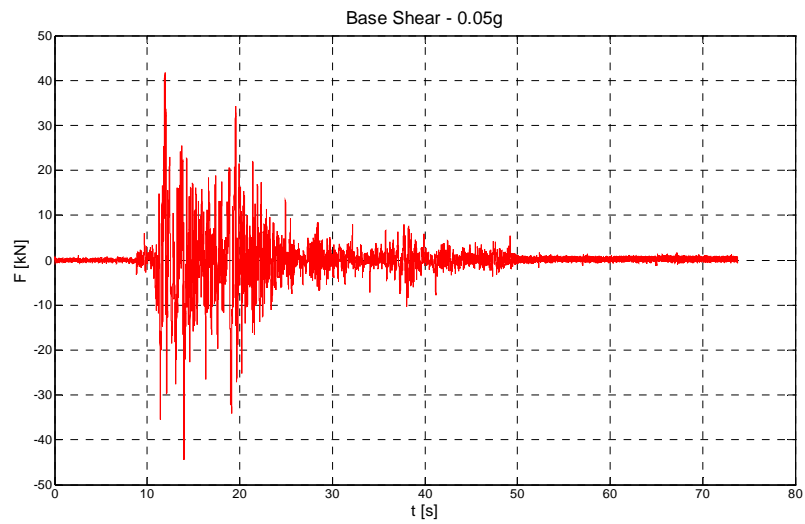
Nelle figure seguenti (Figura 33.4 - Figura 33.8) si riportano le time – history della forza totale all’attuatore, del taglio totale e del momento totale alla base della struttura ottenute per ogni test sismico effettuato. In Tabella 33-2 si riportano sinteticamente le massime sollecitazioni sperimentali alla base della struttura.

Tabella 33-2. Massime sollecitazioni sperimentali alla base della struttura.

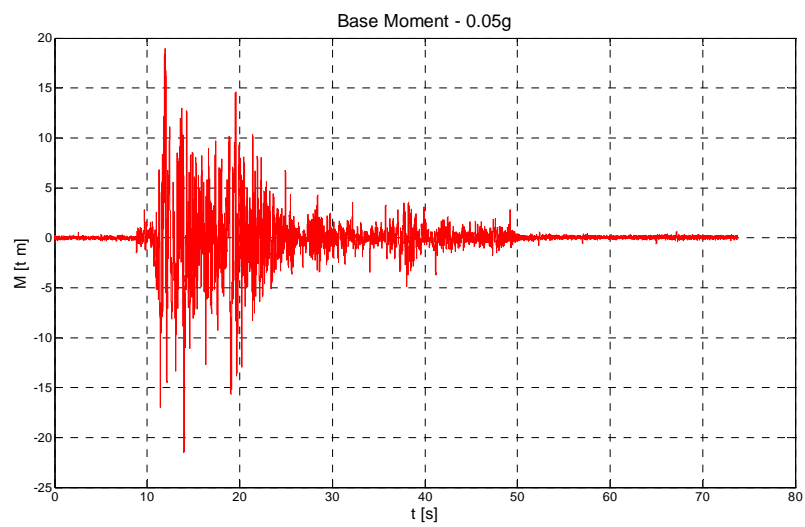
n.	Prova	Massimi tagli sperimentali alla base della struttura	Massimi momenti sperimentali alla base della struttura
1	Test a 0.05 g	45 kN	210 kNm
2	Test a 0.15 g	130 kN	630 kNm
3	Test a 0.50 g	450 kN	2100 kNm
4	Test a 1.00 g	820 kN	4000 kNm
5	Test a 1.20 g	1070 kN	5300 kNm



(a)

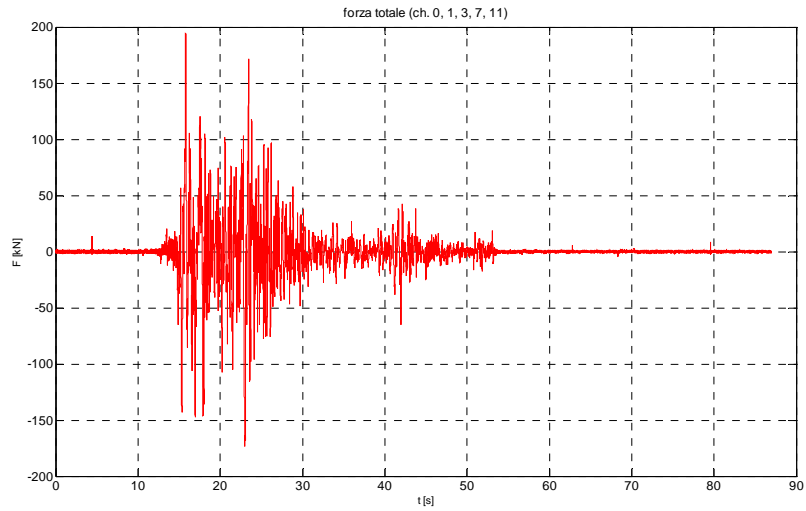


(b)

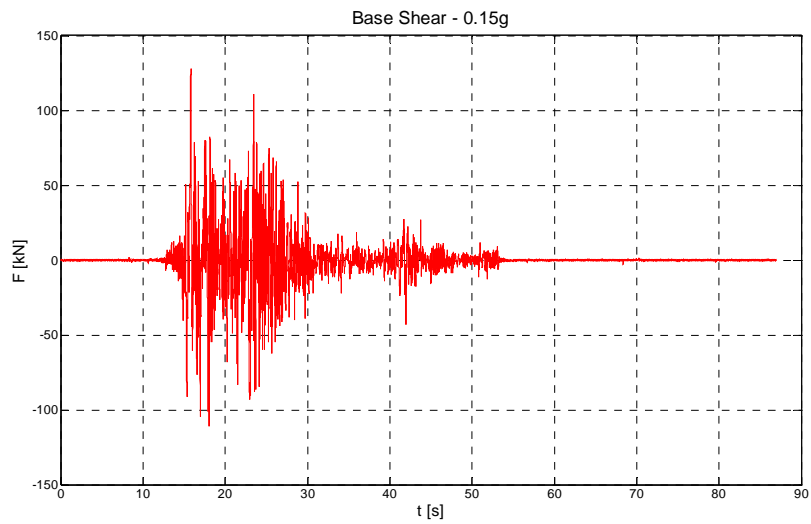


(c)

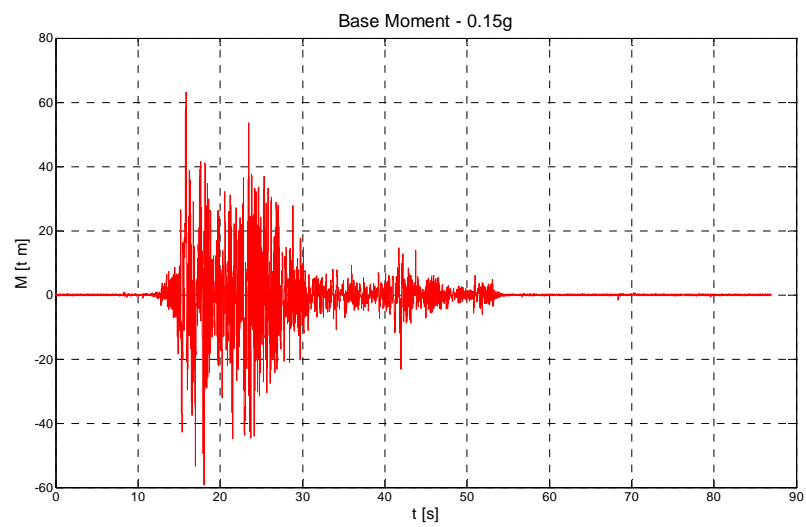
Figura 33.4. Test a 0.05g: (a) Forza totale in funzione del tempo (canali 0, 1, 3, 7, 11); (b) taglio totale alla base della struttura (canali 0, 1, 3, 7, 11); (c) momento totale alla base della struttura (canali 0, 1, 3, 7, 11).



(a)

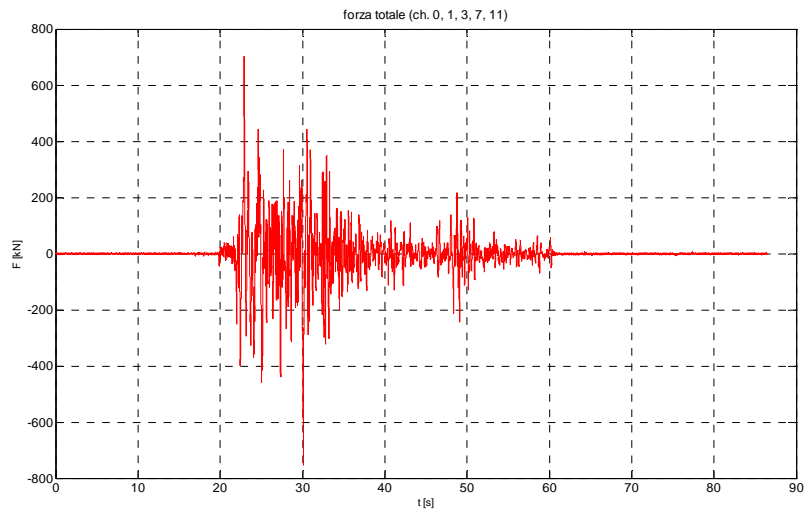


(b)

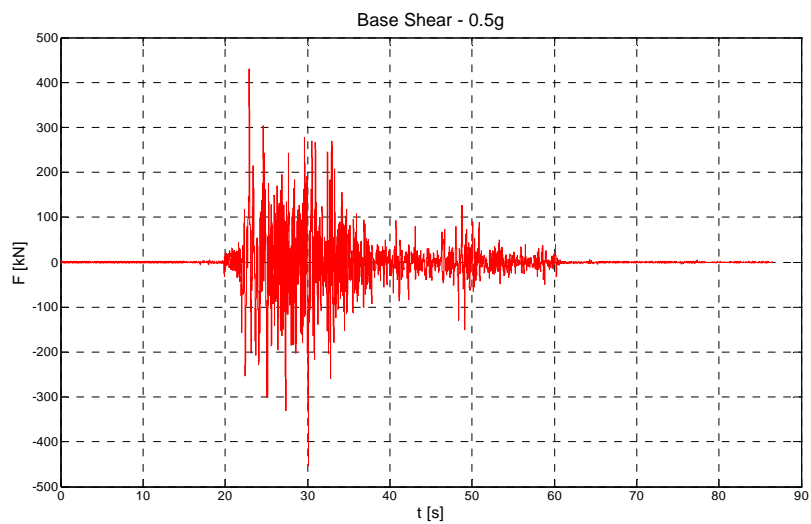


(c)

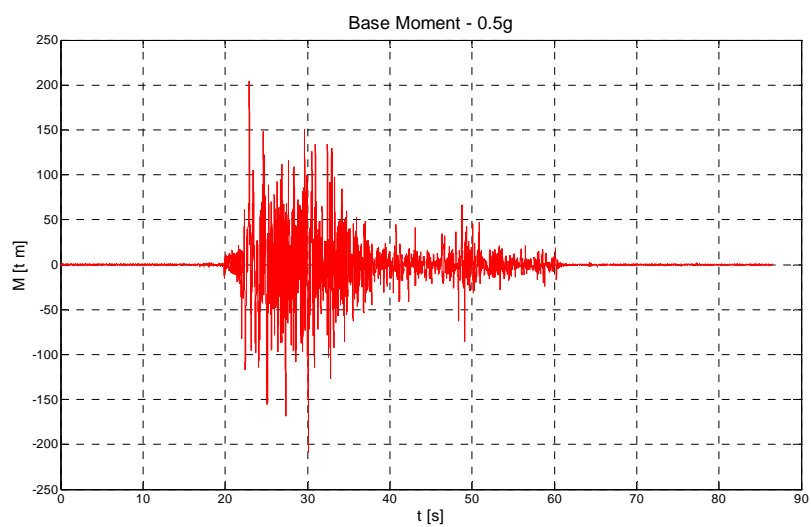
Figura 33.5. Test a 0.15g: (a) Forza totale in funzione del tempo (canali 0, 1, 3, 7, 11); (b) taglio totale alla base della struttura (canali 0, 1, 3, 7, 11); (c) momento totale alla base della struttura (canali 0, 1, 3, 7, 11).



(a)

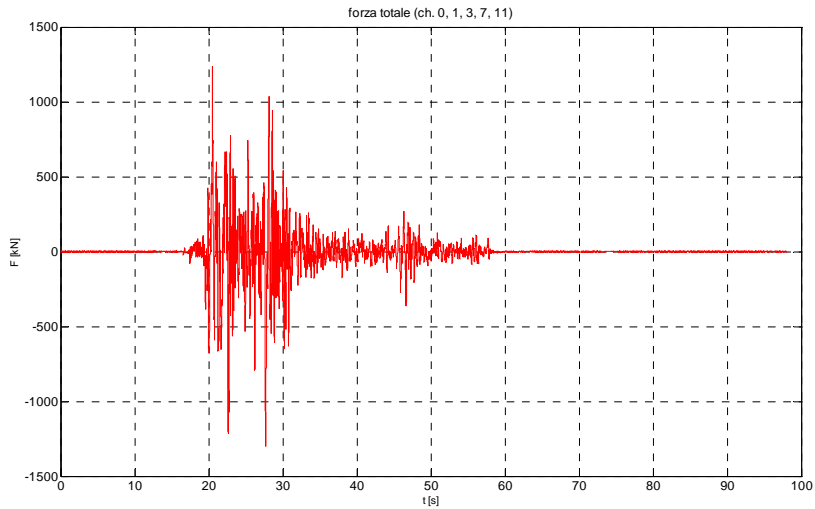


(b)

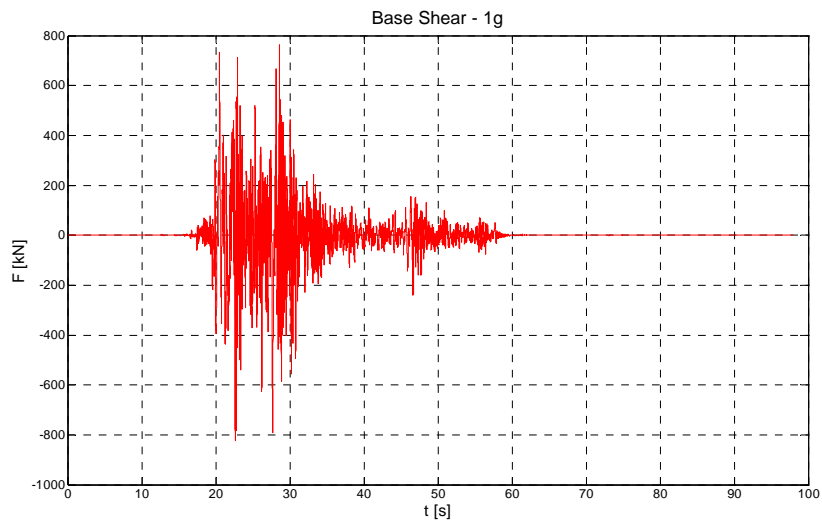


(c)

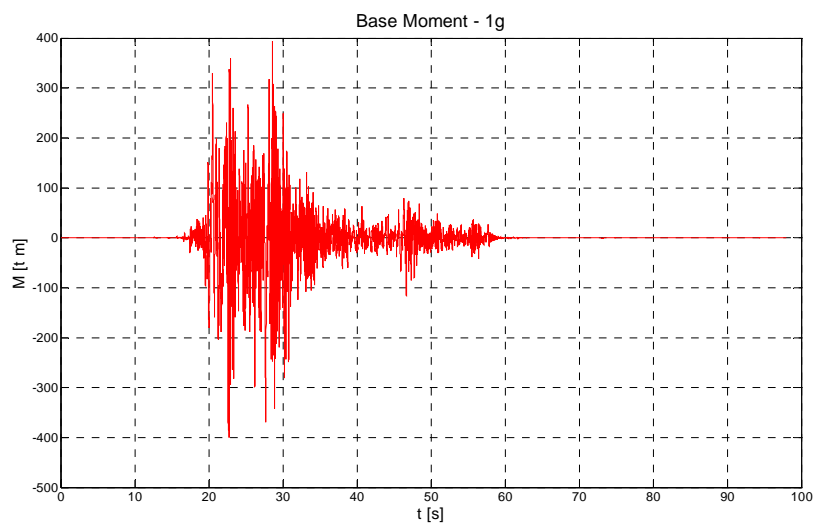
Figura 33.6. Test a 0.5g: (a) Forza totale in funzione del tempo (canali 0, 1, 3, 7, 11); (b) taglio totale alla base della struttura (canali 0, 1, 3, 7, 11); (c) momento totale alla base della struttura (canali 0, 1, 3, 7, 11).



(a)

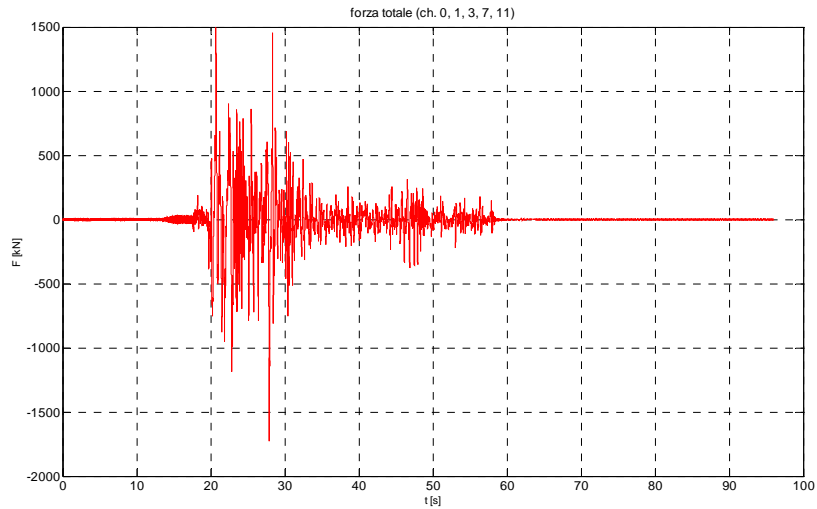


(b)

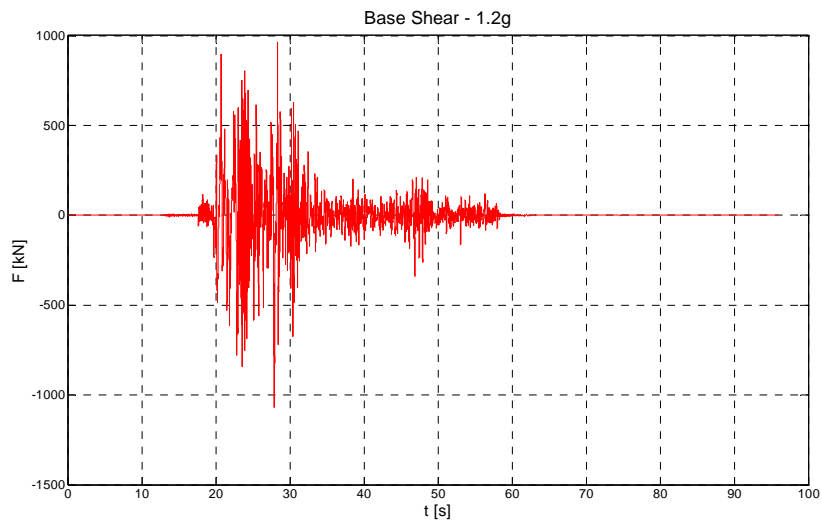


(c)

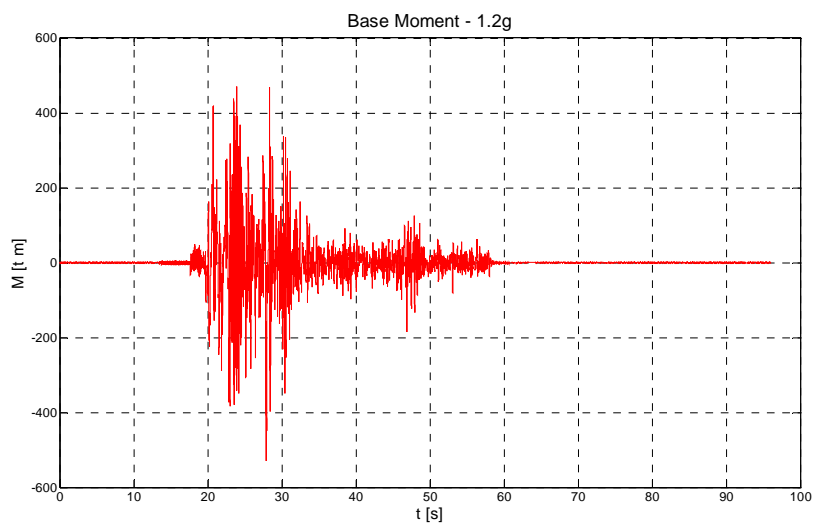
Figura 33.7. Test a 1.00g: (a) Forza totale in funzione del tempo (canali 0, 1, 3, 7, 11); (b) taglio totale alla base della struttura (canali 0, 1, 3, 7, 11); (c) momento totale alla base della struttura (canali 0, 1, 3, 7, 11).



(a)



(b)



(c)

Figura 33.8. Test a 1.2g: (a) Forza totale in funzione del tempo (canali 0, 1, 3, 7, 11); (b) taglio totale alla base della struttura (canali 0, 1, 3, 7, 11); (c) momento totale alla base della struttura (canali 0, 1, 3, 7, 11).

33.3.2 Capacità della struttura valutate analiticamente sulla base delle prove cicliche

In Tabella 33-3 si riporta la sequenza dei meccanismi di collasso (da 1 a 5) determinata analiticamente in fase di progettazione della prova (i cui dettagli sono stati riportati nel paragrafo 28.1.5, Tabella 28-3) assieme ai corrispondenti valori di peak ground acceleration (PGA), accelerazione spettrale (S_a) e corrispondenti taglio (T_{base}) e momento (M_{base}) alla base (questi ultimi saranno in seguito indicati con i simboli: T_i e M_i , con $i = 1, \dots, 5$ ed indica lo specifico meccanismo di collasso). Si precisa che, i valori di S_a e PGA riportati in Tabella 33-3 sono quelli ottenuti ipotizzando una distribuzione triangolare delle forze orizzontali lungo l'altezza della struttura e un fattore di amplificazione pari a 1.3.

Tabella 33-3. Capacità della struttura valutate analiticamente.

Meccanismo di crisi		PGA [g]	S_a [g]	T_{base} [t]	M_{base} [t m]
1	Snervamento delle pareti perpendicolari	0.55	0.72	48	262
2	Snervamento delle pareti parallele	1.00	1.32	87	476
3	Condizioni ultime delle pareti parallele	1.15	1.50	99	541
4	Crisi a taglio delle pareti parallele	1.40	1.82	120	656
5	Scorrimento alla base delle pareti parallele	1.75	2.28	151	826

33.3.3 Confronto tra le sollecitazioni sperimentali e le capacità analitiche

Nelle figure seguenti (Figura 33.9 - Figura 33.18), per ogni test sismico effettuato si riportano:

- la time – history del taglio sperimentale indotto alla base nella struttura durante le prove sismiche assieme ai tagli resistenti valutati analiticamente (T_i , con $i = 1, \dots, 5$) corrispondenti ai 5 meccanismi di collasso riportati in Tabella 33-3;
- la time – history del momento sperimentale indotto alla base nella struttura durante le prove sismiche assieme ai momenti resistenti valutati analiticamente (M_i , con $i = 1, \dots, 5$) corrispondenti ai 5 meccanismi di collasso riportati in Tabella 33-3;

Osservando le figure seguenti (Figura 33.9 - Figura 33.18) è possibile notare che, fino al test a 0.5g le sollecitazioni sperimentali sono inferiori alle capacità analitiche, come atteso. Infatti i test a 0.05g e a 0.15 g avevano l'obiettivo di valutare il comportamento elastico lineare della struttura.

In corrispondenza del test a 0.5g le sollecitazioni sperimentali sono risultate prossime a T_1 e M_1 , infatti secondo le previsioni teoriche lo snervamento (per snervamento delle pareti perpendicolari) si sarebbe dovuto verificare per valori di PGA prossimi a 0.5g, ma non è stata osservata alcuna fessurazione nella struttura.

Durante il test a 1.0g (Figura 33.15 e Figura 33.16) le sollecitazioni sperimentali hanno superato sia T_1 e M_1 (i.e. le capacità analitiche corrispondenti allo snervamento delle pareti perpendicolari), ma anche in questo caso, la struttura non ha manifestato alcun tipo di fessurazione o danneggiamento, né tantomeno una diminuzione della frequenza propria (a riguardo si veda il paragrafo).

Durante il test a 1.2g (Figura 33.17 e Figura 33.18) le sollecitazioni sperimentali hanno superato sia T_1 che M_1 , ma anche T_2 e M_2 (i.e. le capacità analitiche corrispondenti allo snervamento delle pareti perpendicolari e parallele) fino a raggiungere addirittura T_3 e M_4 (i.e. le capacità analitiche corrispondenti alle condizioni ultime delle pareti parallele). Nonostante ciò, anche nel caso del test ad 1.2g, la struttura non ha manifestato alcun danneggiamento, fatte eccezione per una lieve fessurazione specialmente ai piani alti innescatasi però al termine del white noise condotto a 0.3g accompagnata da una leggera diminuzione della frequenza propria della struttura (a riguardo si rimanda al paragrafo 32.4.4 e al paragrafo 33.2.1).

In conclusione, le sollecitazioni sperimentali in termini di taglio e di momento, ricostruite così come descritto nel paragrafo 33.3.1 sono risultate superiori rispetto alle corrispondenti capacità previste analiticamente sulla base dei risultati delle prove pseudo statiche cicliche sia sulle singole pareti che sulla struttura ad H. In altre parole, è possibile dire che la struttura, durante la prova su tavola vibrante ha sviluppato notevoli sovraresistenze. Tali sovraresistenze potrebbero essere spiegate, ipotizzando un notevole effetto del tension stiffening non solo sulle rigidità (come riscontrato nel paragrafo 33.2.2) ma anche sulle resistenze.

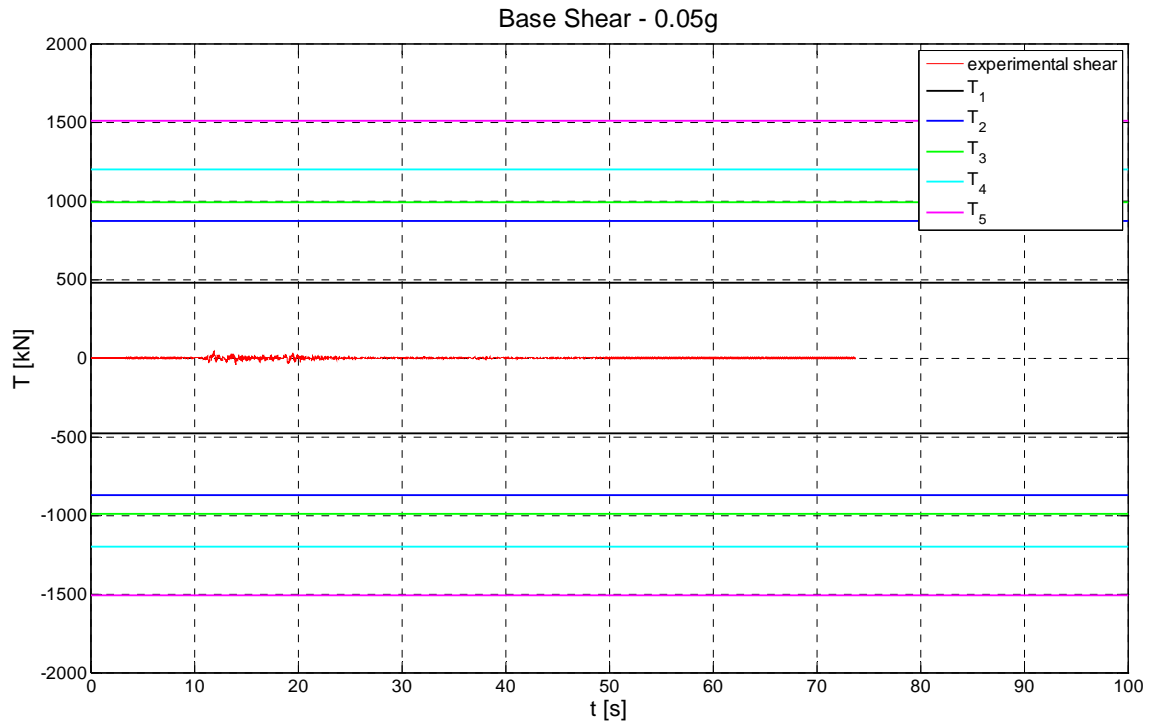


Figura 33.9. Time – history del taglio sperimentale alla base della struttura durante il test a 0.05g vs. le corrispondenti capacità valutate analiticamente.

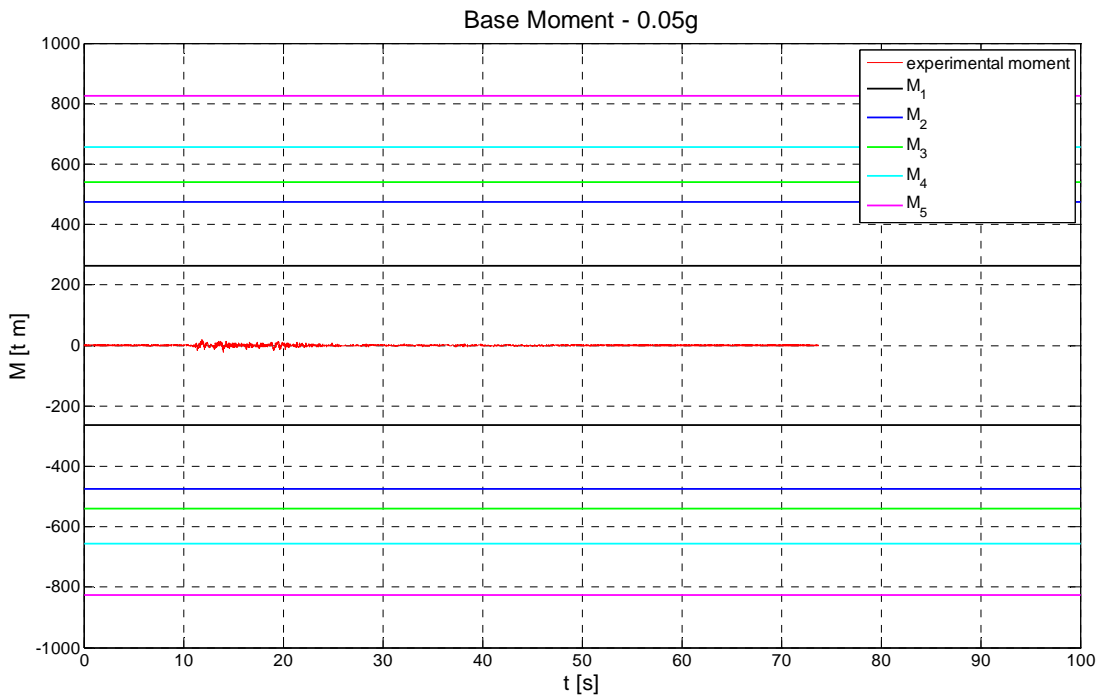


Figura 33.10. Time – history del momento sperimentale alla base della struttura durante il test a 0.05g vs. le corrispondenti capacità valutate analiticamente.

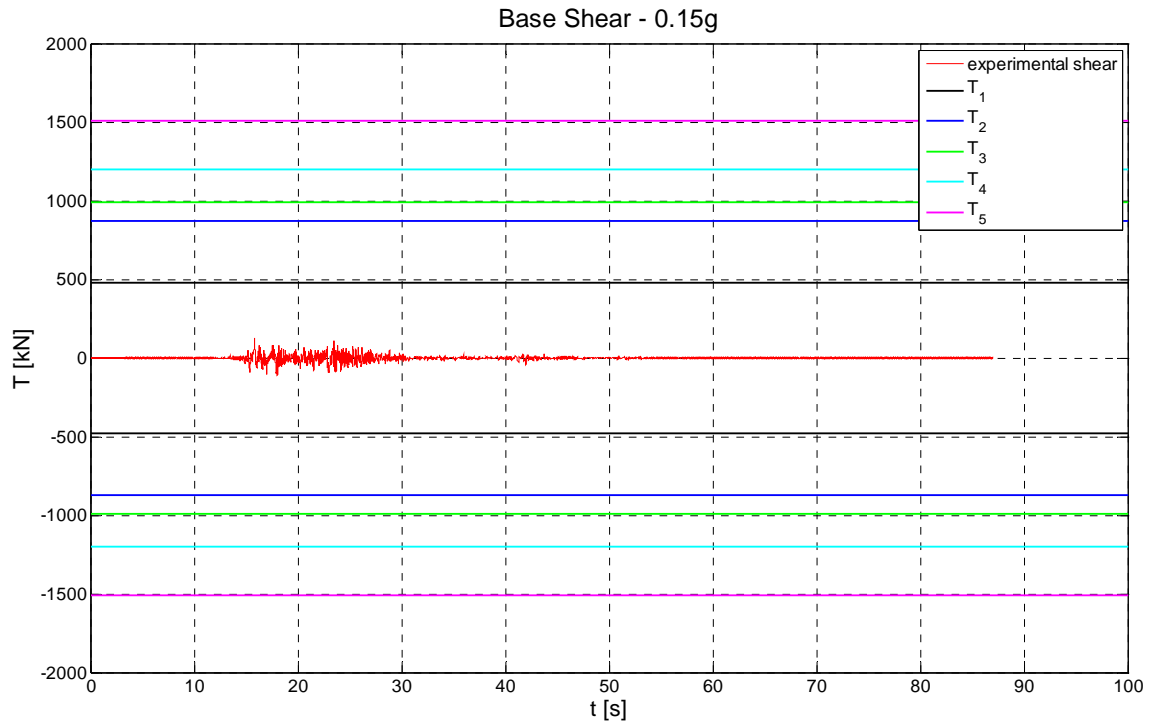


Figura 33.11. Time – history del taglio sperimentale alla base della struttura durante il test a 0.15g vs. le corrispondenti capacità valutate analiticamente.

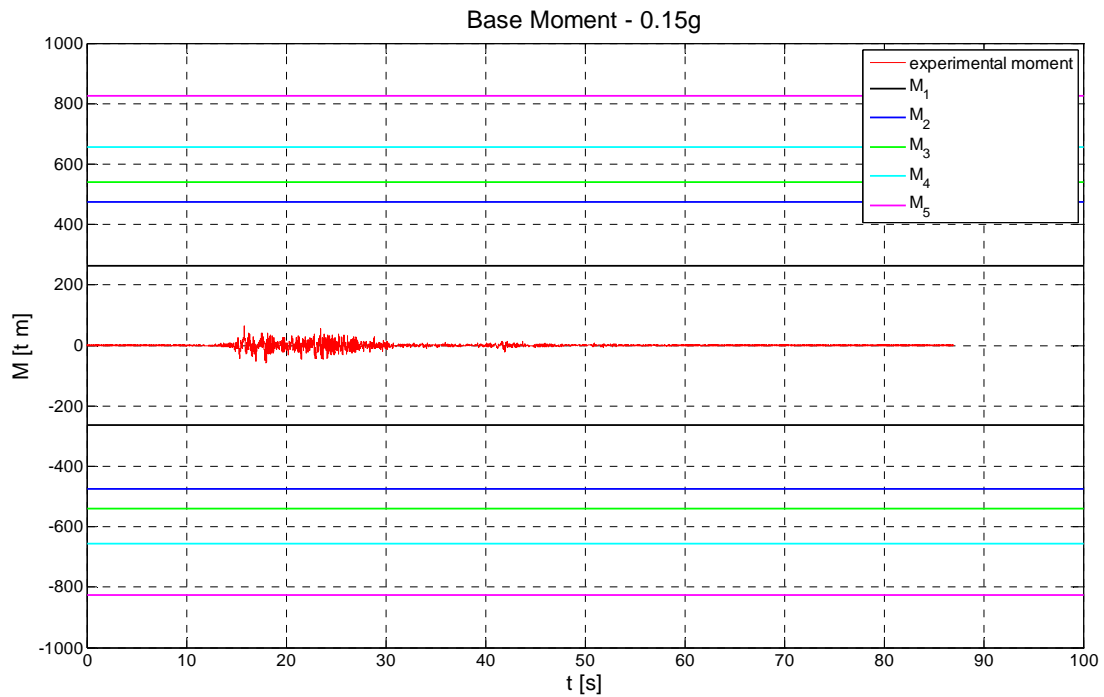


Figura 33.12. Time – history del momento sperimentale alla base della struttura durante il test a 0.15g vs. le corrispondenti capacità valutate analiticamente.

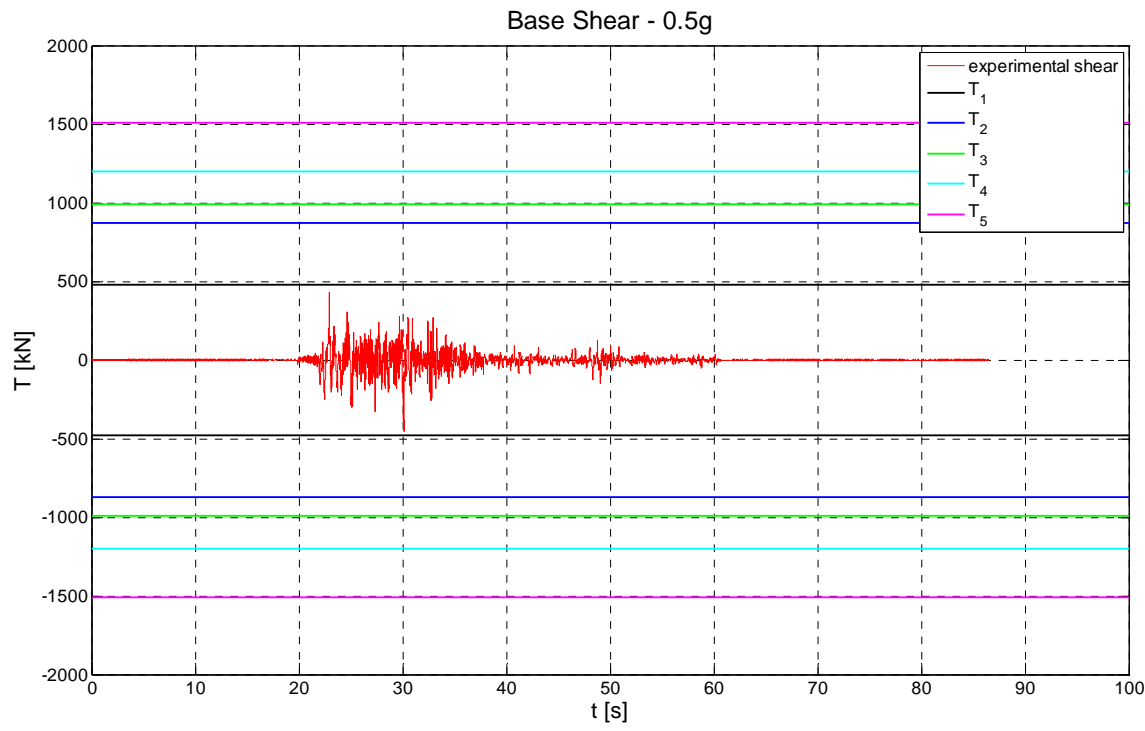


Figura 33.13. Time – history del taglio sperimentale alla base della struttura durante il test a 0.5g vs. le corrispondenti capacità valutate analiticamente.

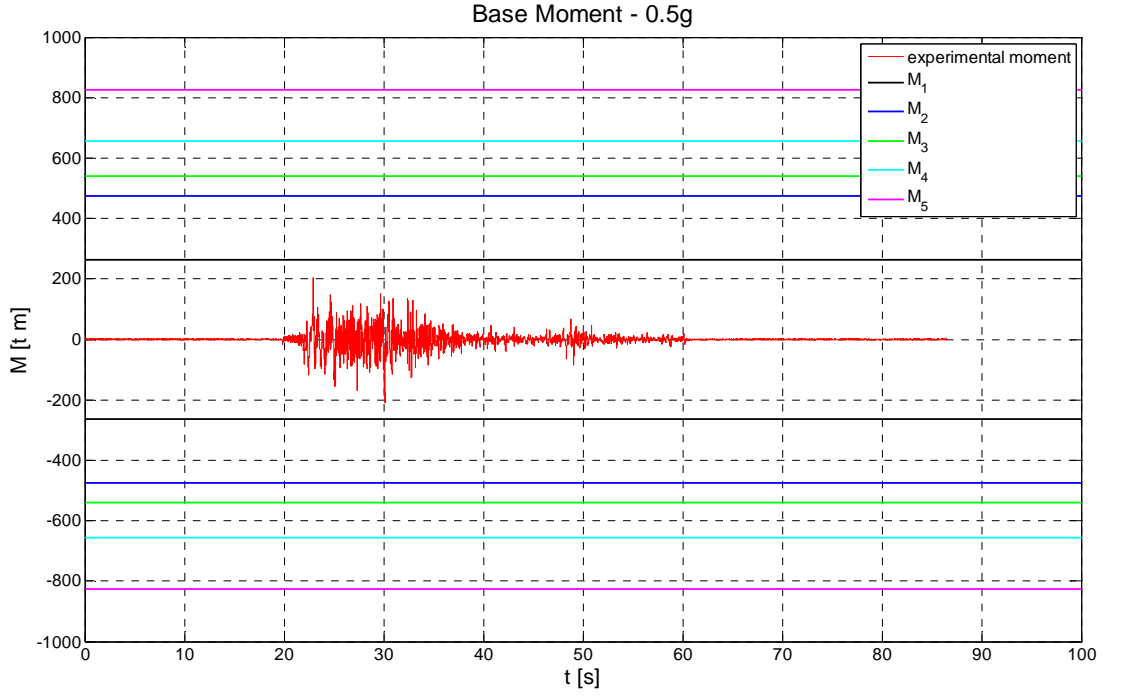


Figura 33.14. Time – history del momento sperimentale alla base della struttura durante il test a 0.5g vs. le corrispondenti capacità valutate analiticamente.

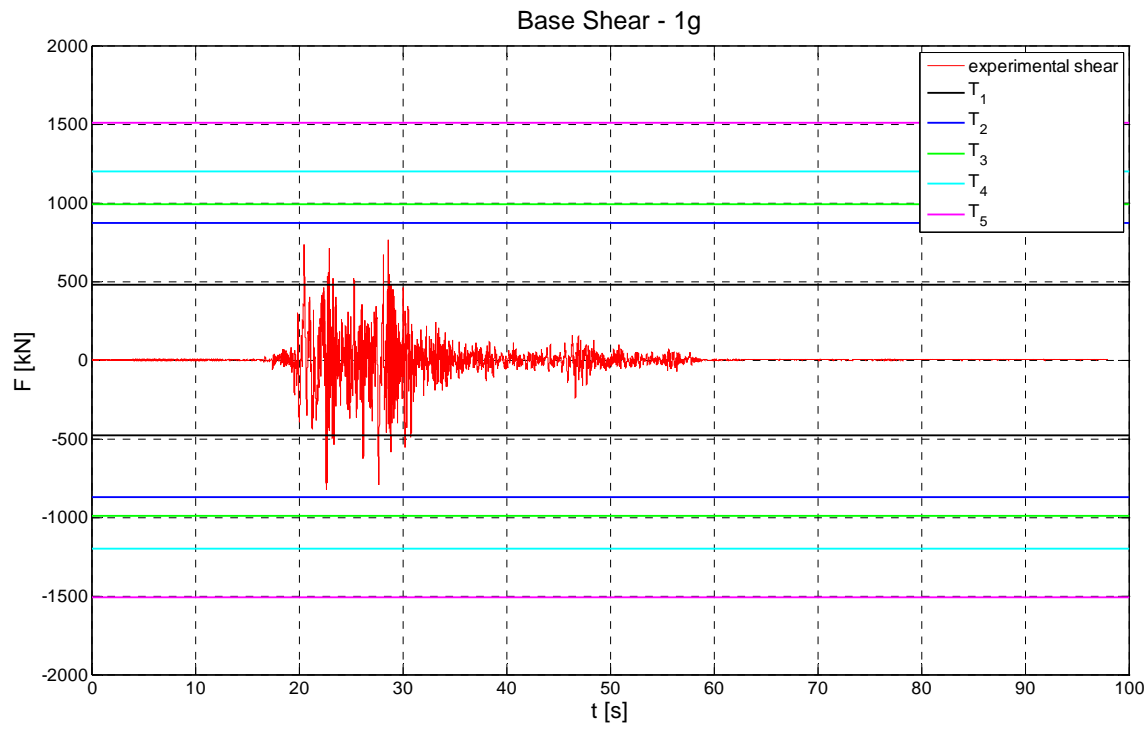


Figura 33.15. Time – history del taglio sperimentale alla base della struttura durante il test a 1.0g vs. le corrispondenti capacità valutate analiticamente.

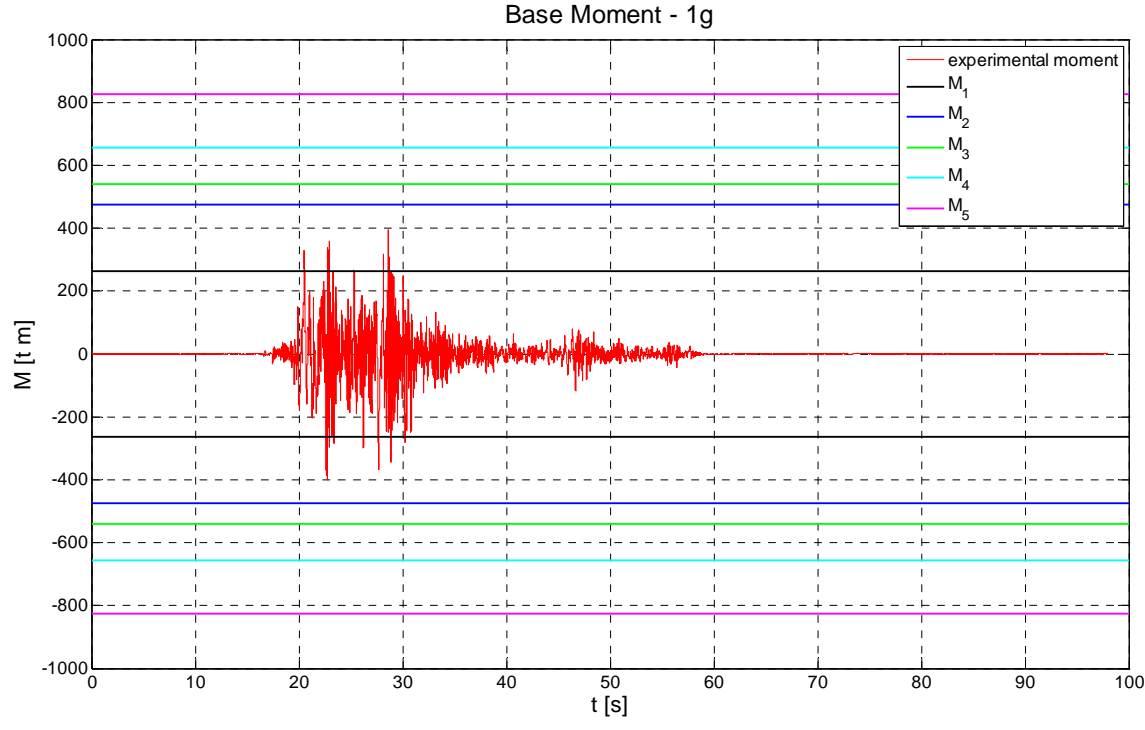


Figura 33.16. Time – history del momento sperimentale alla base della struttura durante il test a 1.0g vs. le corrispondenti capacità valutate analiticamente.

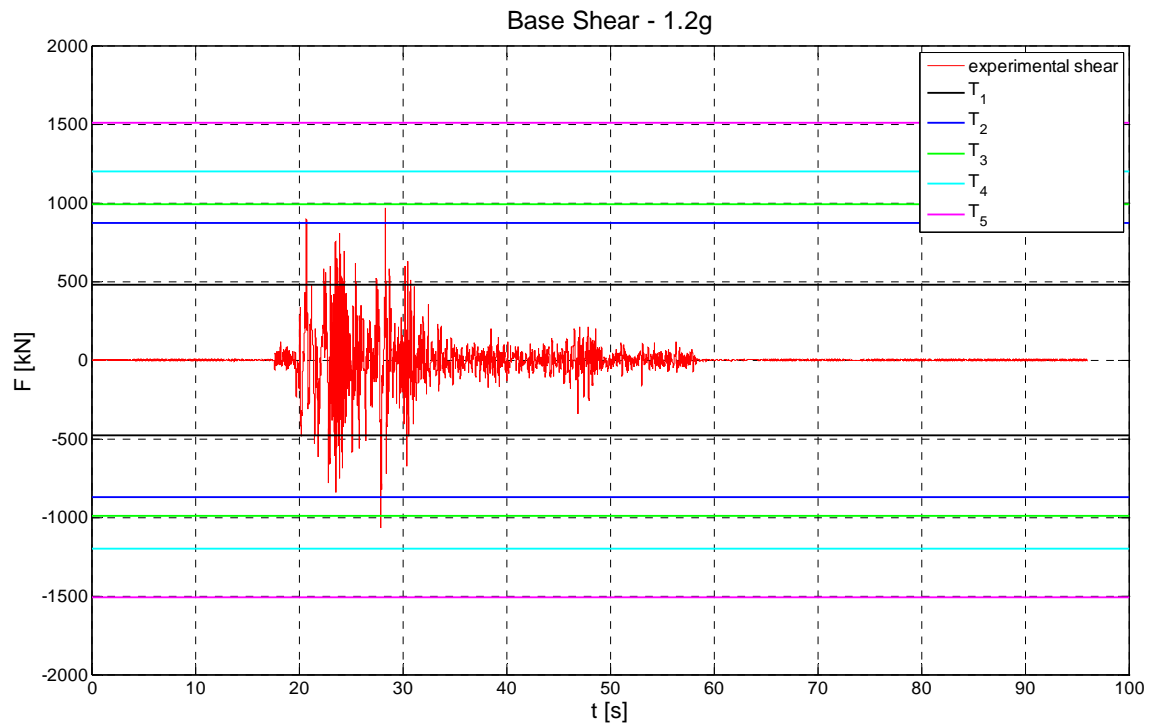


Figura 33.17. Time – history del taglio sperimentale alla base della struttura durante il test a 1.2g vs. le corrispondenti capacità valutate analiticamente.

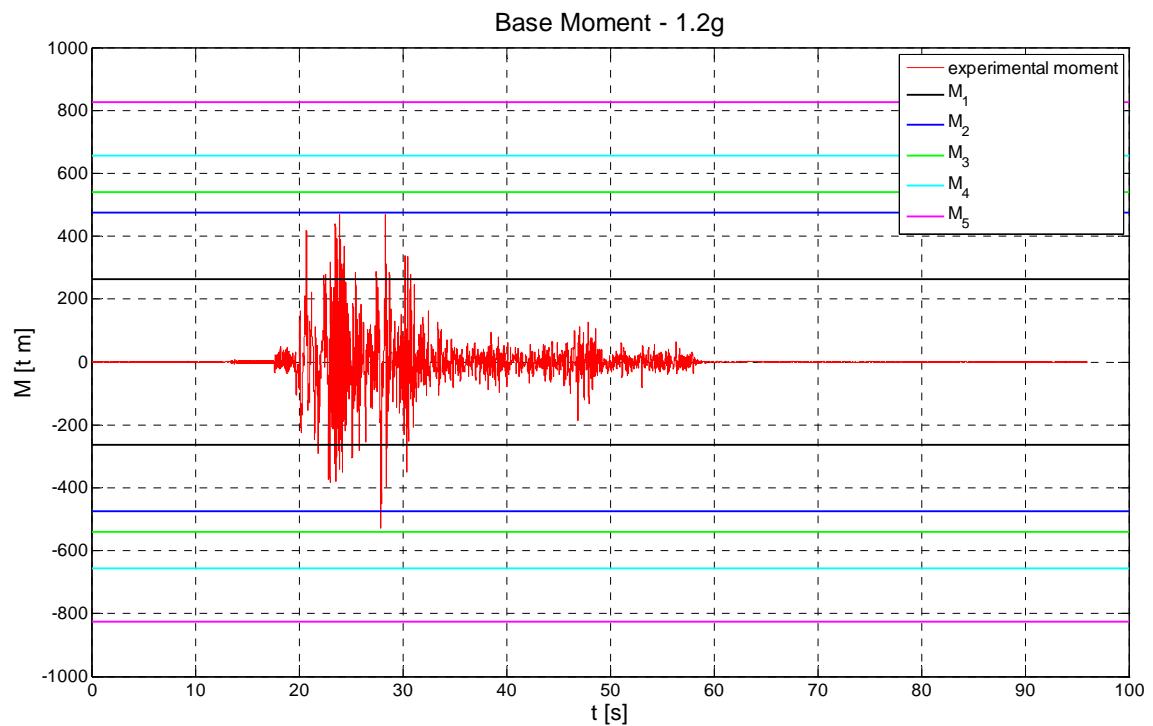


Figura 33.18. Time – history del momento sperimentale alla base della struttura durante il test a 1.2g vs. le corrispondenti capacità valutate analiticamente.

33.4 Prima indagine volta alla valutazione delle sovraresistenze: Momento esterno vs. Momento interno

33.4.1 Premessa

Alla luce delle notevoli sovraresistenze sviluppate dalla struttura durante la prova (di cui si è discusso nel paragrafo 33.3.3), si è cercato in primo luogo di comprendere la loro ragion d'essere. In particolare, si è cercato di comprendere se tali sovraresistenze fossero imputabili all'acciaio, al calcestruzzo o al più probabile effetto di tension stiffening.

Per far ciò, si è pensato di confrontare i cosiddetti *momenti esterni* (M_e) valutati a partire dalle accelerazioni registrate sulla struttura (ovvero le sollecitazioni in termini di momento flettente generate nella struttura dall'input sismico) con i corrispondenti *momenti interni* (M_i) valutati a partire dalle deformazioni dei paramenti murari registrate in funzione del tempo dai potenziometri disposti sulla struttura (ovvero le sollecitazioni in termini di momento flettente figlie del comportamento della struttura), seguendo lo schema logico sinteticamente rappresentato in Figura 33.19.

Per quanto riguarda la valutazione del *momento esterno*, si rimanda a quanto riportato nel paragrafo 33.3.1.

Per la valutazione del *momento interno* a partire dalle deformazioni ($\varepsilon(t)$) dei paramenti murari (di cui al paragrafo 32.4.3) si è fatto ricorso alla seguenti ipotesi:

- Ipotesi di sezione interamente reagente;
- Ipotesi di sezione totalmente fessurata.

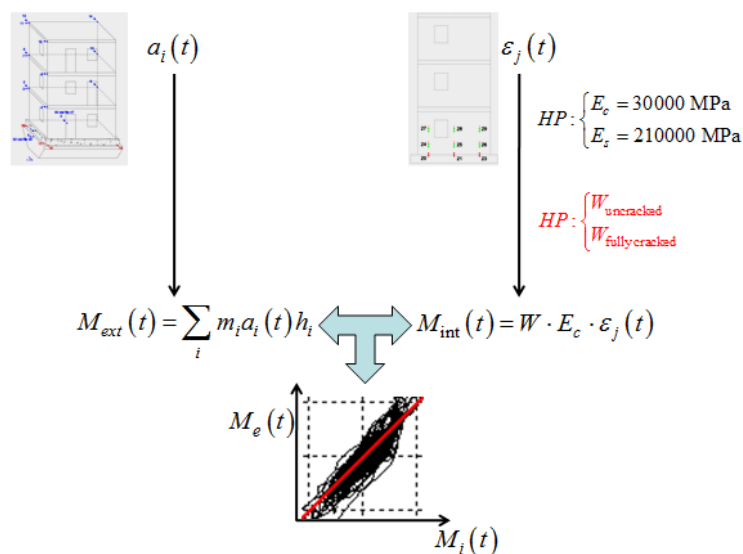


Figura 33.19. Schema concettuale del percorso seguito per confrontare il momento esterno (ottenuto a partire dalle accelerazioni) e il momento interno (ottenuto a partire dalle deformazioni).

33.4.2 Momento interno nell'ipotesi di sezione interamente reagente

Il momento interno, $M_i(t)$, in condizioni interamente reagenti è stato valutato mediante la seguente relazione:

$$M_i(t) = W_{\text{uncracked}} \cdot E_c \cdot \varepsilon_j(t) \quad (33.2)$$

In cui:

E_c è il modulo elastico del calcestruzzo così come valutato a partire dai provini di calcestruzzo realizzati in fase di costruzione della struttura (pari a $E_c = 31447$ MPa);

$\varepsilon_j(t)$ è la deformazione misurata dal j -esimo potenziometro in funzione del tempo, (paragrafo 32.4.3, Figura 32.23 - Figura 32.26);

$W_{\text{uncracked}}$ è il modulo di resistenza della sezione della struttura in condizioni interamente reagenti, valutato mediante le seguenti relazioni:

$$W_{\text{uncracked}} = \frac{J_{\text{uncracked}}}{\ell_{//}/2} \quad (33.3)$$

$$J_{\text{uncracked}} = 2(1 + n_{\text{uncracked}} \rho_{//}) \frac{b_{//} \ell_{//}^3}{12} + (1 + n_{\text{uncracked}} \rho_{\perp}) 2 \cdot b_{\perp} \cdot \ell_{\perp} \cdot \left(\frac{\ell_{//}}{2} \right)^2 \quad (33.4)$$

in cui: $\ell_{//}$ e ℓ_{\perp} sono le larghezze rispettivamente delle pareti parallele e perpendicolari, $b_{//}$ e b_{\perp} sono gli spessori rispettivamente delle pareti parallele e perpendicolari, $n_{\text{uncracked}} = E_s/E_c$ è il coefficiente di omogeneizzazione, E_s è il modulo elastico dell'acciaio, $\rho_{//}$ e ρ_{\perp} sono le percentuali geometriche di armatura rispettivamente nella parete parallela e perpendicolare.

33.4.3 Momento interno nell'ipotesi di sezione totalmente fessurata

Il momento interno, $M_i(t)$, in condizioni totalmente fessurate è stato valutato mediante la seguente relazione:

$$M_i(t) = W_{\text{fully cracked}} \cdot E_c \cdot \varepsilon_j(t) \quad (33.5)$$

In cui:

E_c è il modulo elastico del calcestruzzo così come valutato a partire dai provini di calcestruzzo realizzati in fase di costruzione della struttura (pari a $E_c = 31447$ MPa);

$\varepsilon_j(t)$ è la deformazione misurata dal j -esimo potenziometro in funzione del tempo, (paragrafo 32.4.3, Figura 32.23 - Figura 32.26);

$W_{\text{fully cracked}}$ è il modulo di resistenza della sezione della struttura in condizioni totalmente fessurate, valutato mediante le seguenti relazioni:

$$W_{\text{fully cracked}} = \frac{W_{\text{fully cracked, max}} + W_{\text{fully cracked, min}}}{2} \quad (33.6)$$

$$W_{\text{fully cracked, max}} = \frac{J_{\text{fully cracked}}}{x} \quad (33.7)$$

$$W_{\text{fully cracked, min}} = \frac{J_{\text{fully cracked}}}{h_{//} + b_{\perp} - x} \quad (33.8)$$

$$J_{\text{fully cracked}} = \frac{b_{//} \cdot (x - b_{\perp})^3}{3} + \frac{h_{\perp} b_{\perp}^3}{12} + b_{\perp} h_{\perp} \left(x - \frac{b_{\perp}}{2} \right)^2 + 2n_{\text{fully cracked}} \rho_{//} \frac{b_{//} h_{//}^3}{12} + 2n_{\text{fully cracked}} \rho_{\perp} b_{//} h_{//} \left(\frac{h_{//}}{2} + b_{\perp} - x \right) \quad (33.9)$$

in cui: $l_{//}$ e l_{\perp} sono le larghezze rispettivamente delle pareti parallele e perpendicolari, $b_{//}$ e b_{\perp} sono gli spessori rispettivamente delle pareti parallele e perpendicolari, E_s è il modulo elastico dell'acciaio, $\rho_{//}$ e ρ_{\perp} sono le percentuali geometriche di armatura rispettivamente nella parete parallela e perpendicolare.

$n_{\text{fully cracked}}$ è coefficiente di omogeneizzazione in condizioni totalmente fessurate dato dalla seguente relazione:

$$n_{\text{fully cracked}} = \frac{TS \cdot E_s}{E_c} \quad (33.10)$$

in cui TS è il coefficiente che tiene conto del tension stiffening.

33.4.4 Confronto tra momento interno e momento esterno nell'ipotesi di sezione interamente reagente

Nelle figure seguenti (Figura 33.20, Figura 33.22 e Figura 33.24) si riporta il confronto tra momento interno e momento esterno nell'ipotesi di sezione interamente reagente in termini di:

- andamento del momento interno in funzione del tempo (in nero) assieme all'andamento del momento esterno in funzione del tempo (in rosso), Figura 33.20;
- confronto, istante per istante, del momento interno e del momento esterno, Figura 33.22;
- andamento del momento interno e del momento esterno in funzione del tempo, Figura 33.24.

Osservando i risultati riportati dalla Figura 33.20 alla Figura 33.24 è possibile notare che, ipotizzando la sezione interamente reagente e considerando il modulo elastico del calcestruzzo pari a 30000 MPa, si ottiene un momento interno maggiore del momento esterno. Inoltre, osservando la Figura 33.22, è possibile notare che il comportamento individuato dalle coppie M_i e M_e per ogni istante temporale è elastico lineare, ancorché più rigido di quello che dovrebbe essere, e non presenta il degrado delle resistenze; ciò significa che non si è verificata alcuna crisi nella struttura (altrimenti, nel diagramma rappresentato in Figura 33.22, si sarebbe dovuta riscontrare una tendenza a curvare). Infine, la Figura 33.24, consente di riscontrare che il comportamento della struttura risulta stabile nel tempo.

In Figura 33.26, viene riportato, istante per istante, il confronto tra il momento interno e il momento esterno nell'ipotesi di sezione interamente reagente adottando un valore ridotto del modulo elastico del calcestruzzo (i.e. $E_{c,ridotto} = 7000$ MPa). Osservando la Figura 33.26, è possibile notare che, per avere l'uguaglianza tra momento interno e momento esterno, nell'ipotesi di sezione interamente reagente, è necessario abbattere il modulo elastico del calcestruzzo a fino ad un valore pari a 7000 MPa (abbattimento del 23% rispetto al valore $E_c = 30000$ MPa).

33.4.5 Confronto tra momento interno e momento esterno nell'ipotesi di sezione totalmente fessurata

Nelle figure seguenti (Figura 33.20, Figura 33.22 e Figura 33.24) si riporta il confronto tra momento interno e momento esterno nell'ipotesi di sezione totalmente fessurata in termini di:

- andamento del momento interno in funzione del tempo (in nero) assieme all'andamento del momento esterno in funzione del tempo (in rosso), Figura 33.21;
- confronto, istante per istante, del momento interno e del momento esterno, Figura 33.23;
- andamento del momento interno e del momento esterno in funzione del tempo, Figura 33.25.

Al contrario di quanto è emerso nell'ambito del confronto tra momento interno e momento esterno nell'ipotesi di sezione interamente reagente, osservando i risultati riportati dalla Figura 33.21 alla Figura 33.25 è possibile notare che, ipotizzando la sezione totalmente fessurata, il modulo elastico del calcestruzzo pari a 30000 MPa e l'assenza di tension stiffening (ponendo cioè $TS = 1$), si ottiene un momento interno minore del momento esterno. Inoltre, come è già stato osservato in precedenza, dalla Figura 33.23, è possibile notare che il comportamento individuato dalle coppie M_i e M_e per ogni istante temporale è elastico lineare (ma meno rigido di quello che dovrebbe essere) e non

presenta il degrado delle resistenze. Infine, la Figura 33.25, consente di riscontrare che il comportamento della struttura risulta stabile nel tempo.

In Figura 33.27, viene riportato, istante per istante, il confronto tra il momento interno e il momento esterno nell'ipotesi di sezione totalmente fessurata adottando un valore elevato di tension stiffening (i.e. $TS = 5$). Osservando la Figura 33.27, è possibile notare che, per avere l'uguaglianza tra momento interno e momento esterno, nell'ipotesi di sezione totalmente fessurata, è necessario considerare un elevato valore di tension stiffening (tension stiffening = 5).

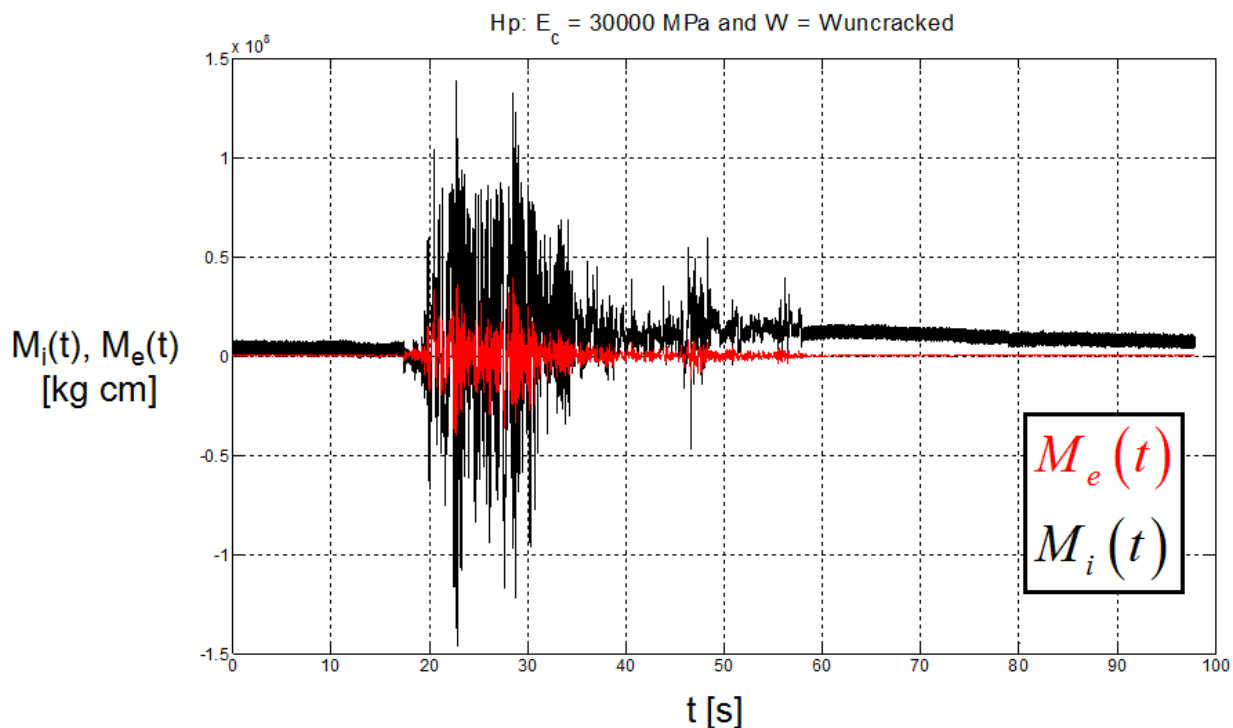


Figura 33.20. Ipotesi di sezione **interamente reagente** e modulo elastico del calcestruzzo pari a 30000 MPa: M_i (in nero) e M_e (in rosso) in funzione del tempo.

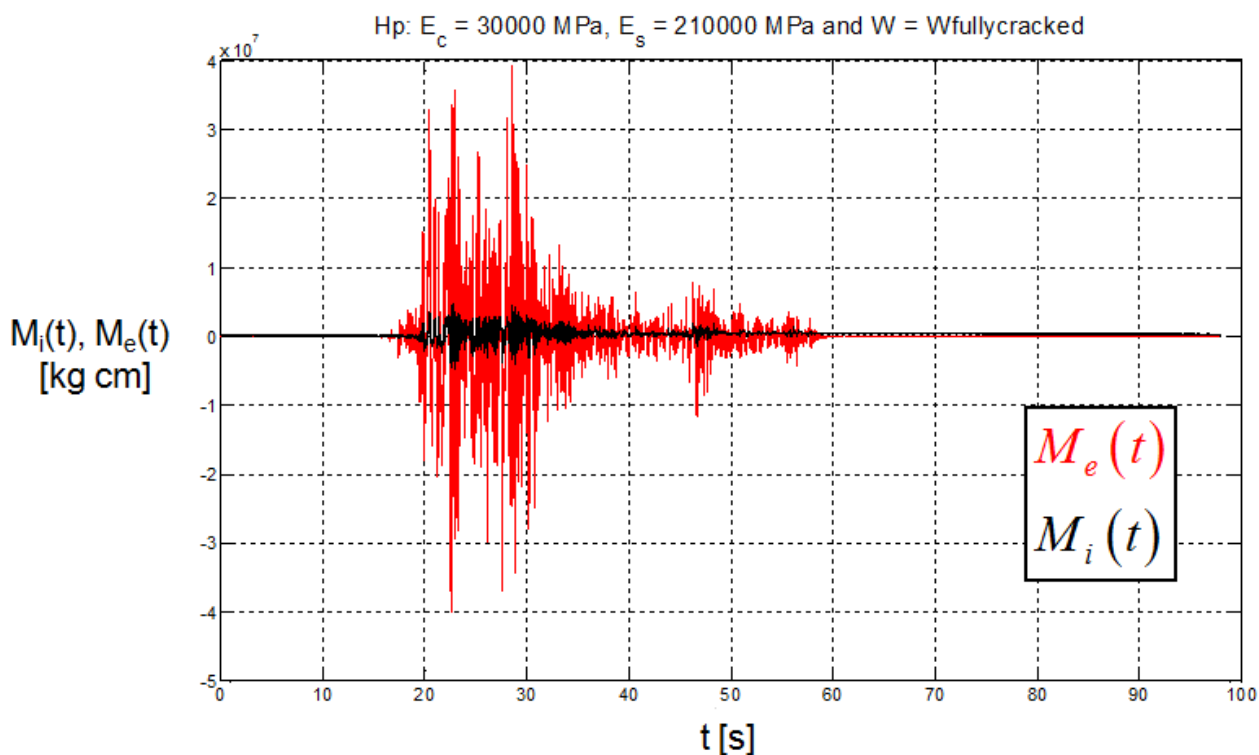


Figura 33.21. Ipotesi di sezione **totalmente fessurata** e modulo elastico del calcestruzzo pari a 30000 MPa: M_i (in nero) e M_e (in rosso) in funzione del tempo.

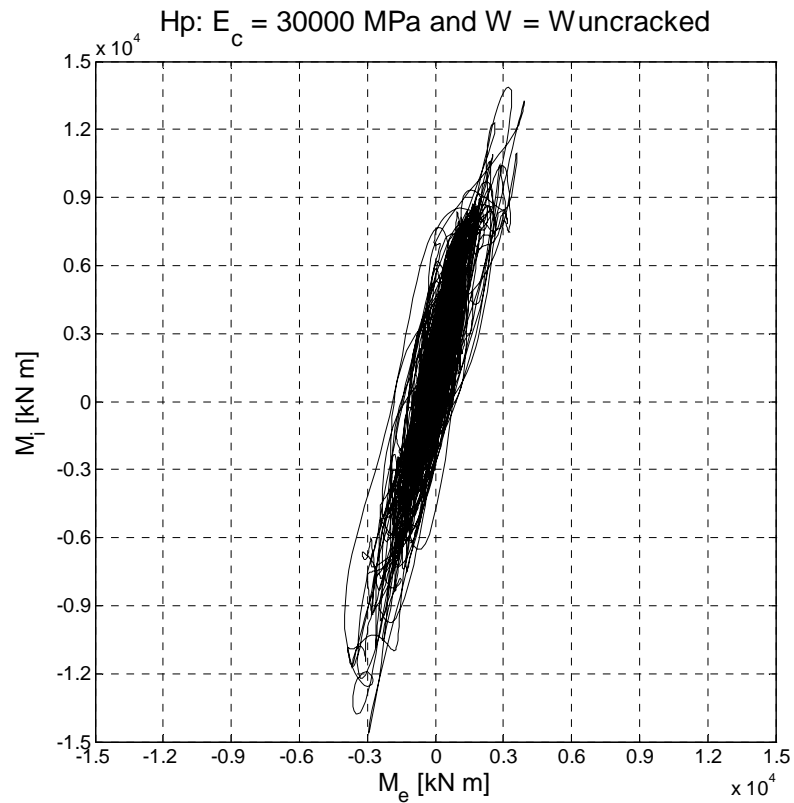


Figura 33.22. Ipotesi di sezione **interamente reagente** e modulo elastico del calcestruzzo pari a 30000 MPa: M_i vs. M_e per ogni istante temporale.

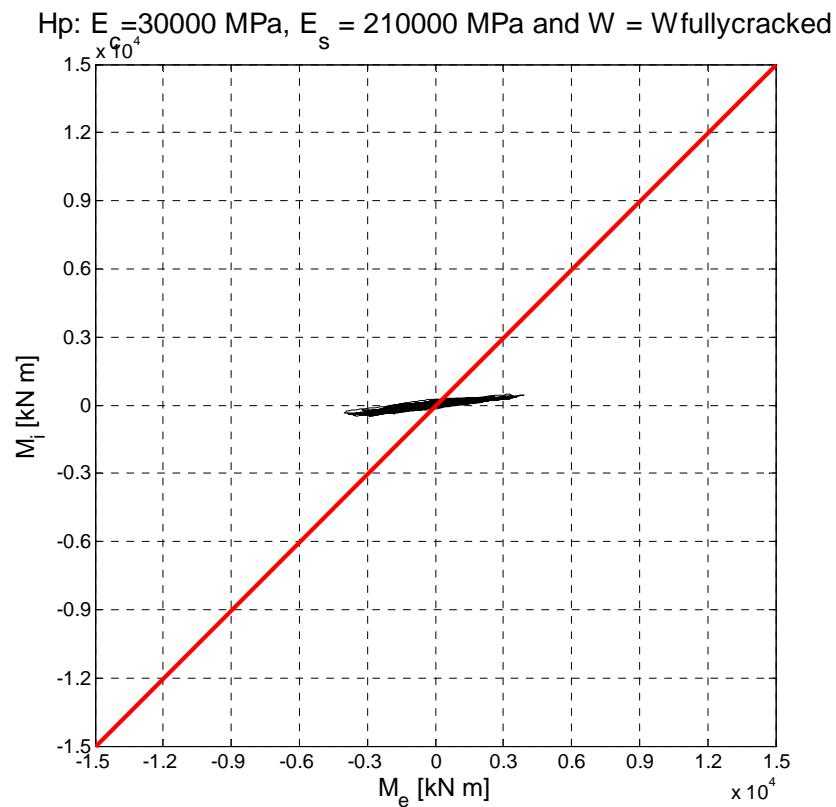


Figura 33.23. Ipotesi di sezione **totalmente fessurata** e modulo elastico del calcestruzzo pari a 30000 MPa: M_i vs. M_e per ogni istante temporale.

Hp: $E_c = 30000$ MPa and $W = W_{\text{uncracked}}$

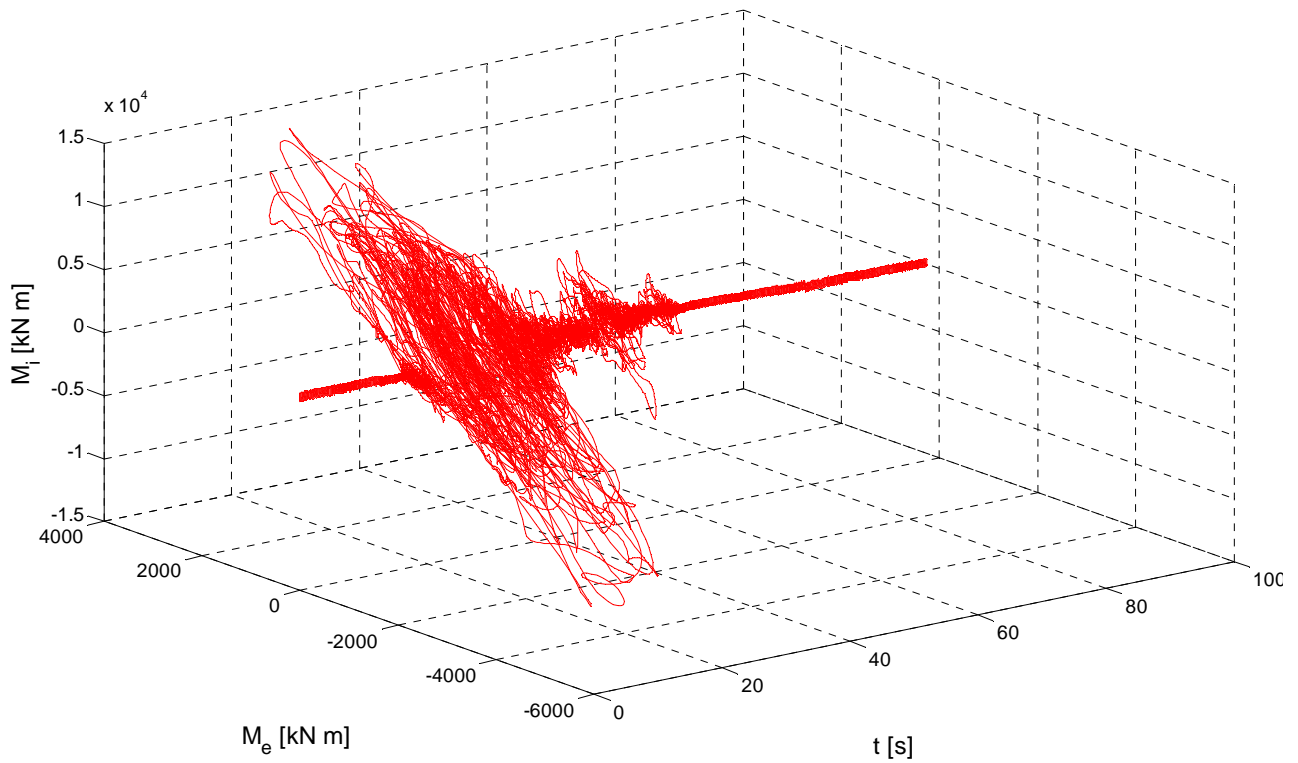


Figura 33.24. Ipotesi di sezione **interamente reagente** e modulo elastico del calcestruzzo pari a 30000 MPa: M_i , M_e in funzione del tempo.

Hp: $E_c = 30000$ MPa, $E_s = 210000$ MPa and $W = W_{\text{fullycracked}}$

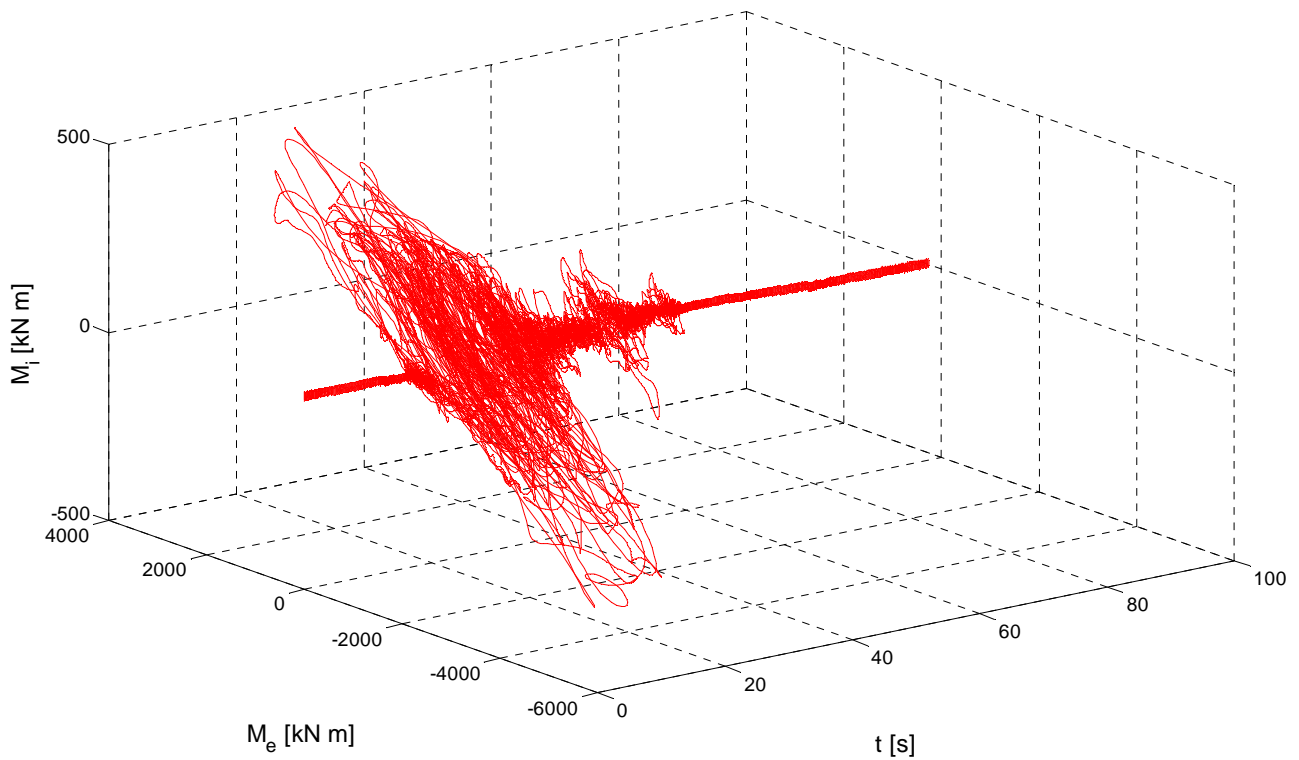


Figura 33.25. Ipotesi di sezione **totalmente fessurata** e modulo elastico del calcestruzzo pari a 30000 MPa: M_i , M_e in funzione del tempo.

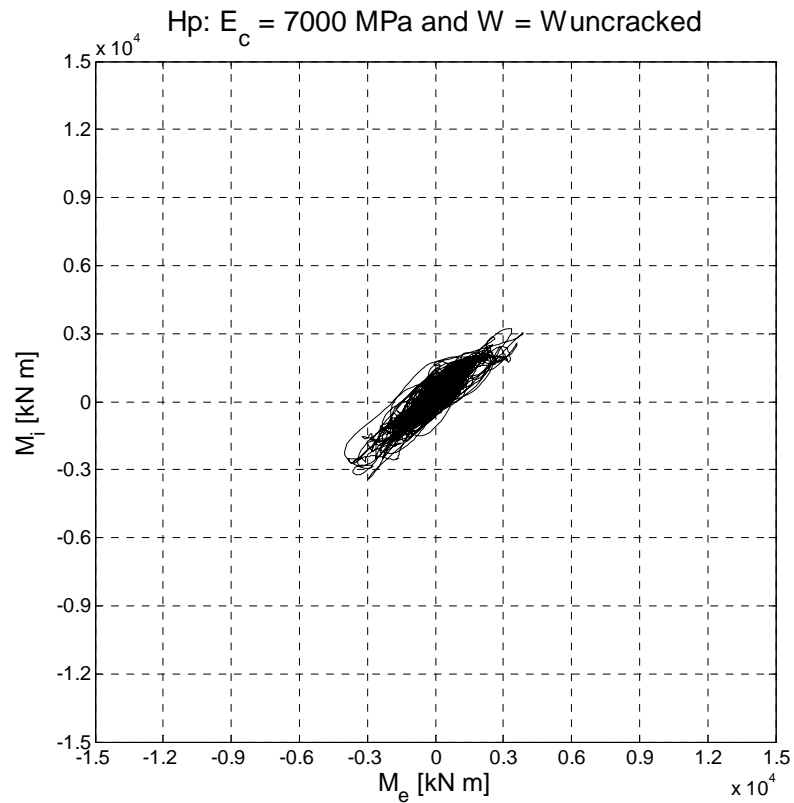


Figura 33.26. Ipotesi di sezione **interamente reagente** e **modulo elastico del calcestruzzo ridotto** e pari a 7000 MPa: M_i vs. M_e per ogni istante temporale.

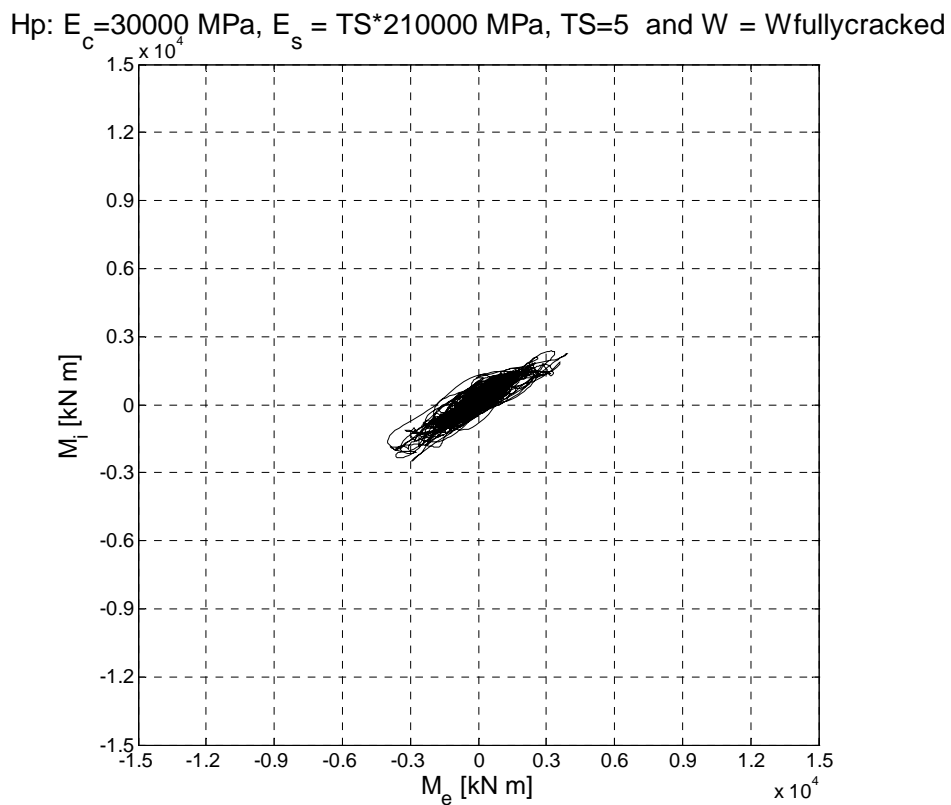


Figura 33.27. Ipotesi di sezione **completamente fessurata**, modulo elastico del calcestruzzo pari a 30000 MPa e **tension stiffening pari a 5**: M_i vs. M_e per ogni istante temporale.

33.4.6 Osservazioni

Sulla base dei risultati ottenuti a partire dall'interpretazione appena descritta, è possibile osservare quanto segue:

1. mentre durante le prove pseudo statiche cicliche condotte sia sulle pareti singole che sulla struttura con pianta ad H era stato chiaramente osservato un comportamento completamente fessurato con valori di tension stiffening (compresi tra 1.12 e 1.45 per le singole pareti e pari a circa 1.9 per la struttura ad H) compatibili con quelli suggeriti dalle principali normative italiane ed internazionali, durante la prova su tavola vibrante sulla struttura a tre piani, è stato osservato un comportamento intermedio tra quello interamente reagente e quello totalmente fessurato; in particolare:
 - a. se si ipotizza che il comportamento della struttura sia stato interamente reagente, allora si deve ridurre il modulo elastico del calcestruzzo del 23 % (contro le riduzioni del 14% e del 11% riscontrate nelle prove pseudo statiche cicliche sia sulle pareti singole che sulla struttura ad H);
 - b. se si ipotizza che il comportamento della struttura sia stato totalmente fessurato, allora si tenere conto di un valore di tension stiffening molto elevato (pari a 5) e non compatibile con i valori suggeriti dalle principali normative italiane ed internazionali; pertanto, in questo caso, l'effetto del tension stiffening dovrebbe essere oggetto di uno specifico studio, che per mancanza di tempo esula dagli obiettivi di questa Tesi di Dottorato.

33.5 Tensioni vs. Deformazioni

Sempre a partire dall'elaborazione dei dati sperimentali ottenuti in termini di accelerazioni, $a(t)$, e deformazioni, $\varepsilon(t)$, in funzione del tempo, è stata condotta una ulteriore interpretazione dei risultati in termini di comportamento tensione – deformazione delle pareti. In particolare, sulla base di precise ipotesi (di seguito descritte), è stata valutata la tensione nelle pareti ed è stata messa a confronto con la corrispondente deformazione misurata dai potenziometri. Tale elaborazione è stata condotta con l'obiettivo di:

1. valutare la variazione del modulo elastico delle pareti nelle varie finestre temporali;
2. valutare la differenza tra il comportamento a trazione e il comportamento a compressione.

Nello specifico, nell'ambito di questa elaborazione dei dati, sono state confrontate:

- le tensioni $\sigma(t)$, che nascono nella struttura, valutate a partire dal momento definito “esterno”, $M_e(t)$, come di seguito riportato:

$$\sigma(t) = \frac{M_e(t)}{W} \quad (33.11)$$

In cui:

W è il modulo di resistenza della sezione della struttura in condizioni non fessurate, $W_{\text{uncracked}}$;

$M_e(t)$ è momento “esterno” valutato a partire dal risultato sperimentale ottenuto in termini di accelerazione in funzione del tempo mediante la seguente relazione:

$$M_e(t) = \sum_{i=1}^3 m_i a_i(t) h_i \quad (33.12)$$

con:

m_i è la massa dell'i-esimo piano, con $i = 1, 2, 3$;

$a_i(t)$ è l'accelerazione dell'i-esimo piano in funzione del tempo, con $i = 1, 2, 3$ (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**);

L'origine riferimento non è stata trovata. - Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.);

h_i è la quota dell'i-esimo piano, con $i = 1, 2, 3$;

- e le corrispondenti deformazioni $\varepsilon(t)$, misurate, istante per istante dai potenziometri disposti sulla struttura.

In Figura 33.28 è riportato sinteticamente lo schema di quanto precedentemente descritto.

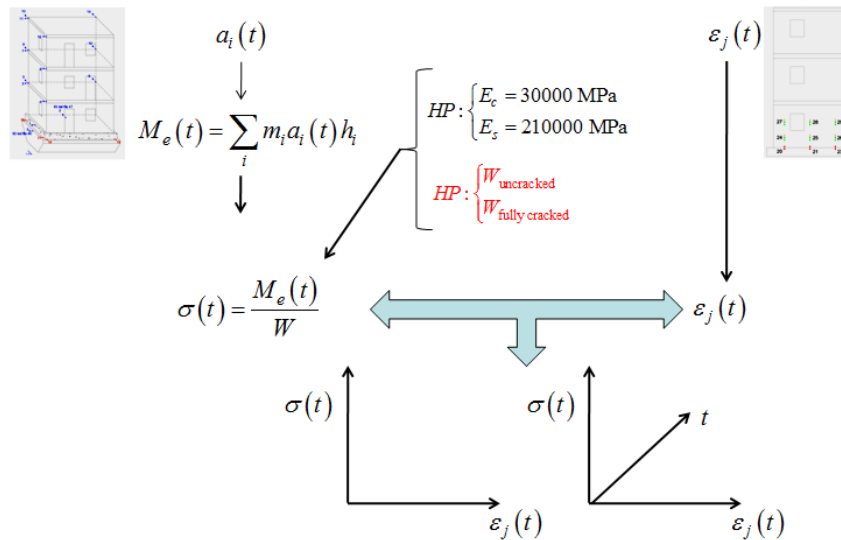


Figura 33.28. Schema concettuale del percorso seguito per confrontare le tensioni (ottenute a partire dalle accelerazioni) e le corrispondenti deformazioni.

Nelle figure seguenti si riportano:

- per il canale n. 59:
 - o il digramma tensione, deformazione e tempo, Figura 33.29;
 - o il digramma tensione vs deformazione per ogni istante temporale, Figura 33.30, dal quale si evince un modulo elastico in trazione pari a:

$$E_{trazione} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \cong \frac{15 \text{ kg/cm}^2}{1.7 \cdot 10^{-4}} = 88000 \text{ kg/cm}^2$$

- o il digramma tensione vs deformazione per la finestra temporale compresa tra 22.5 s e 23.0 s, Figura 33.31, dal quale si evincono un modulo elastico in trazione e in compressione rispettivamente pari a:

$$E_{trazione} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \cong \frac{9 \text{ kg/cm}^2}{11 \cdot 10^{-5}} = 82000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{compressione} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \cong \frac{2.1 \text{ kg/cm}^2}{1 \cdot 10^{-5}} = 210000 \text{ kg/cm}^2$$

- o il digramma tensione vs deformazione per la finestra temporale compresa tra 35.0 s e 37.0 s, Figura 33.32, dal quale si evincono un modulo elastico in trazione e in compressione rispettivamente pari a:

$$E_{trazione} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \cong \frac{2.1 \text{ kg/cm}^2}{6 \cdot 10^{-5}} = 35000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{compressione} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \cong \frac{3.5 \text{ kg/cm}^2}{3 \cdot 10^{-5}} = 117000 \text{ kg/cm}^2$$

- per il canale n. 58:

- il digramma tensione, deformazione e tempo, Figura 33.33;
- il digramma tensione vs deformazione per ogni istante temporale, Figura 33.34, dal quale si evince un modulo elastico in trazione pari a:

$$E_{traction} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \cong \frac{13 \text{ kg/cm}^2}{0.9 \cdot 10^{-4}} = 144000 \text{ kg/cm}^2$$

- per il canale n. 57:

- il digramma tensione, deformazione e tempo, Figura 33.35;
- il digramma tensione vs deformazione per ogni istante temporale, Figura 33.36, dal quale si evince un modulo elastico in trazione pari a:

$$E_{traction} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \cong \frac{14 \text{ kg/cm}^2}{1.25 \cdot 10^{-4}} = 108000 \text{ kg/cm}^2$$

Osservando i risultati riportati dalla Figura 33.29 alla Figura 33.36, è possibile notare che il confronto in termini di tensioni e deformazioni fornisce una conferma quanto era già emerso nel confronto tra il momento esterno e quello interno; in particolare, anche in questo caso, è possibile notare che il comportamento della struttura individuato dalle coppie σ e ε , per ogni istante temporale, è:

- elastico lineare;
- non presenta degrado delle resistenze;
- stabile nel tempo.

In particolare, infatti dalle prime elaborazioni è emerso che, osservando i diagrammi $\sigma - \varepsilon$ in opportune finestre temporali (Figura 33.31 e Figura 33.32), è stato riscontrato che:

1. il modulo elastico delle pareti in trazione cala al variare delle finestre temporali;
2. il comportamento a trazione è risultato essere diverso da quello a compressione. Ciò potrebbe essere spiegato immaginando che a trazione la risposta della struttura sia governata dall'acciaio e dal tension stiffening, e che invece, a compressione la risposta della struttura sia governata dalla gross section.

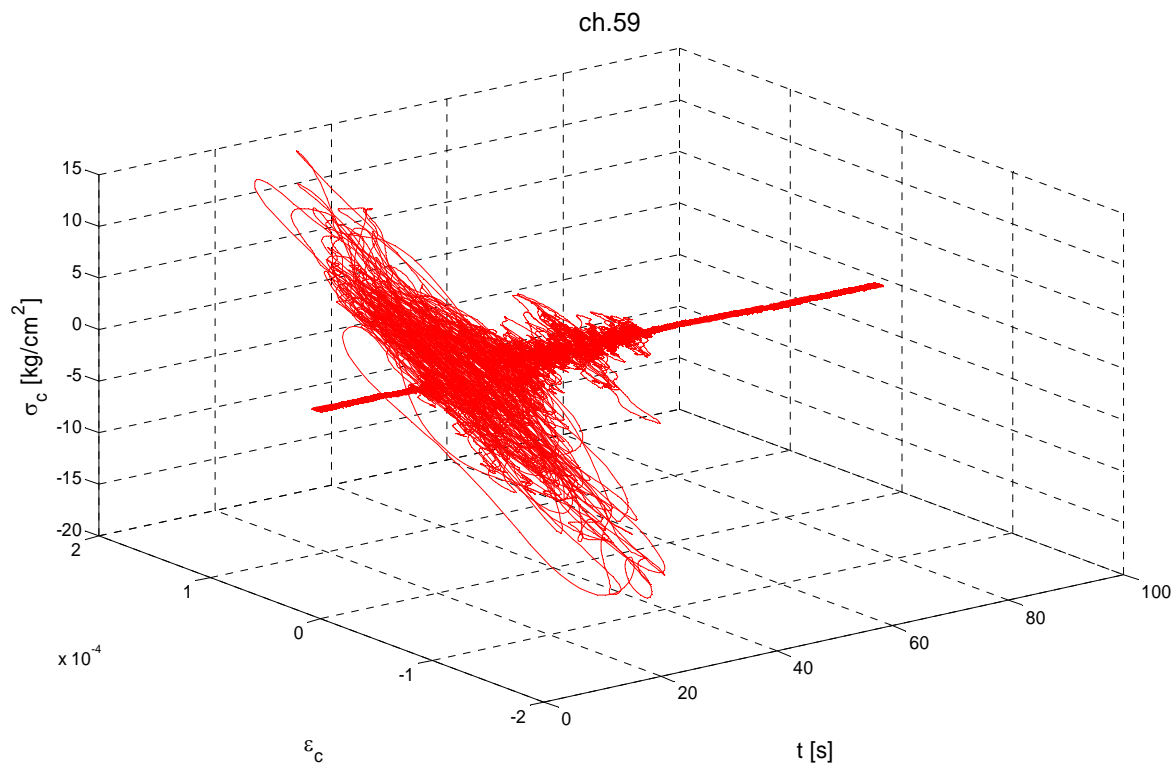


Figura 33.29. Canale n. 59: diagramma σ, ε, t .

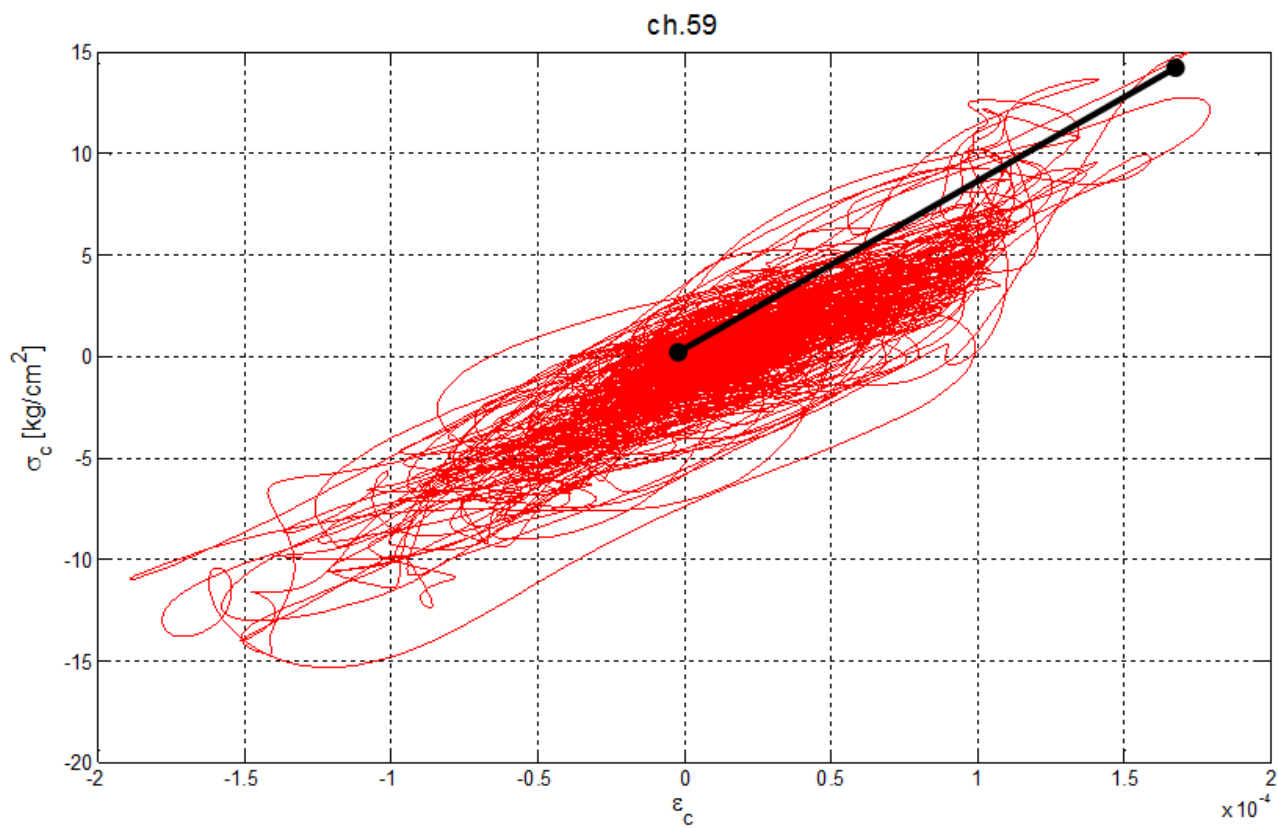


Figura 33.30. Canale n. 59: diagramma σ vs. ε per ogni istante temporale.

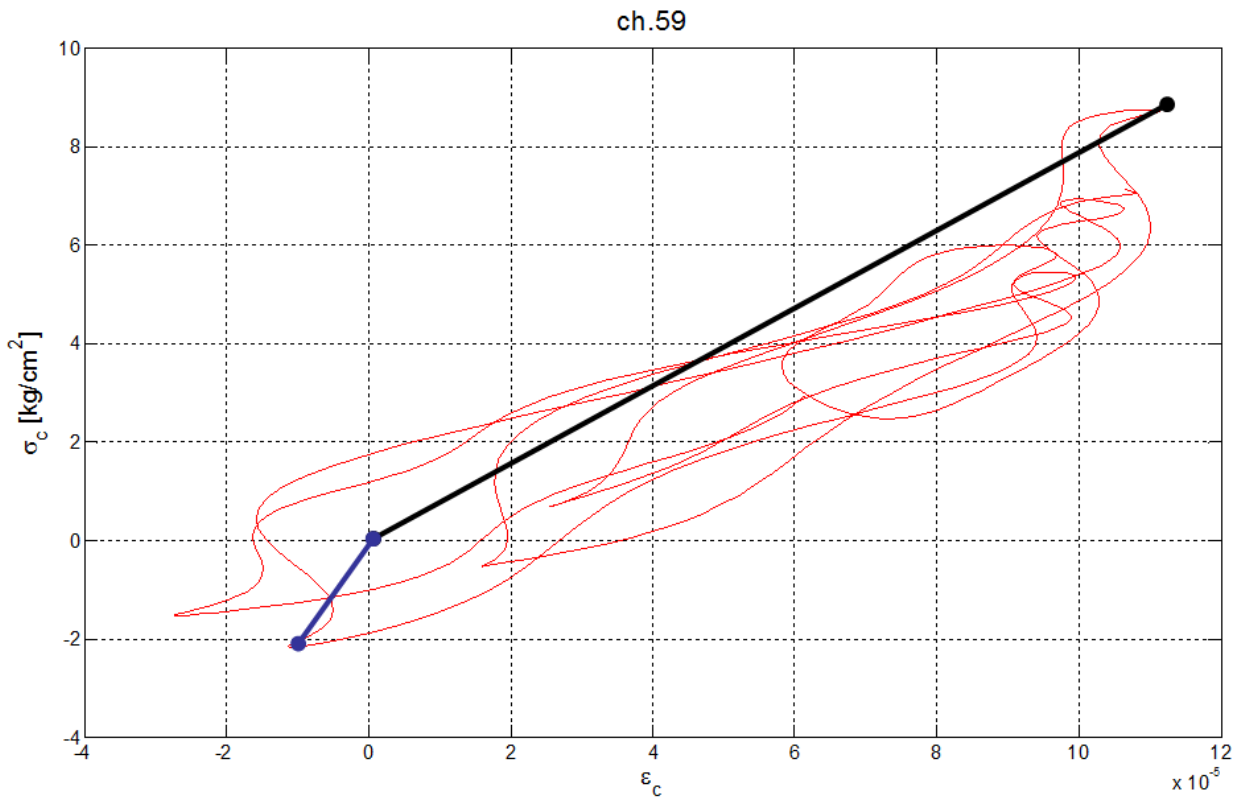


Figura 33.31. Canale n. 59: diagramma σ vs. ϵ nella finestra temporale compresa tra 22.5 s e 23.0 s.

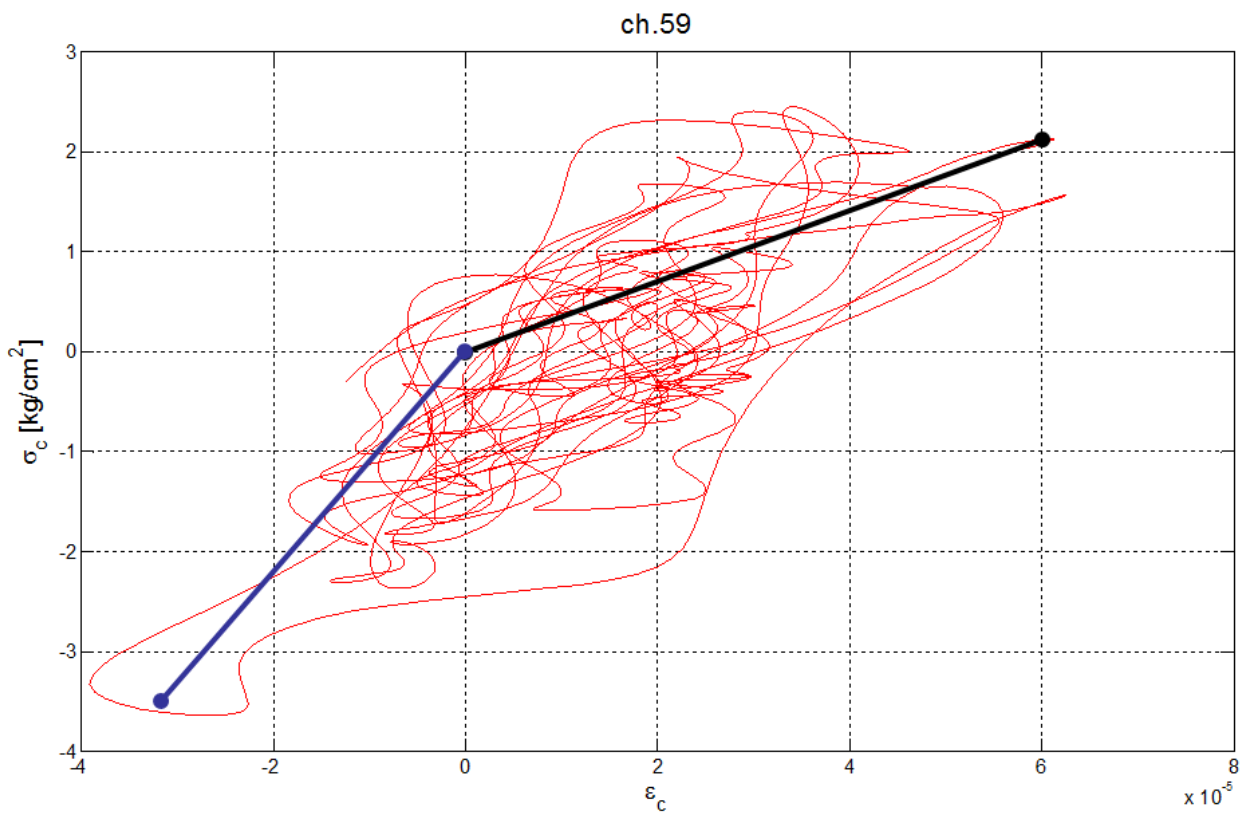


Figura 33.32. Canale n. 59: diagramma σ vs. ε nella finestra temporale compresa tra 35.0 s e 37.0 s.

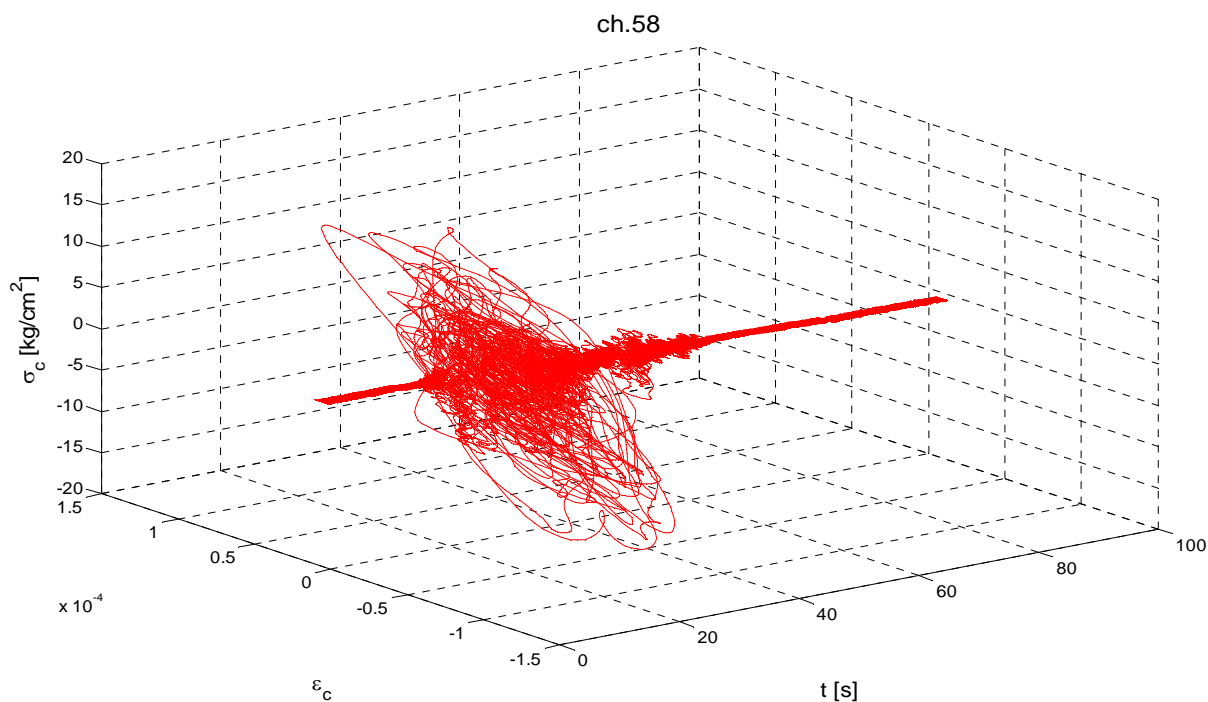


Figura 33.33. Canale n. 58: diagramma σ, ε, t .

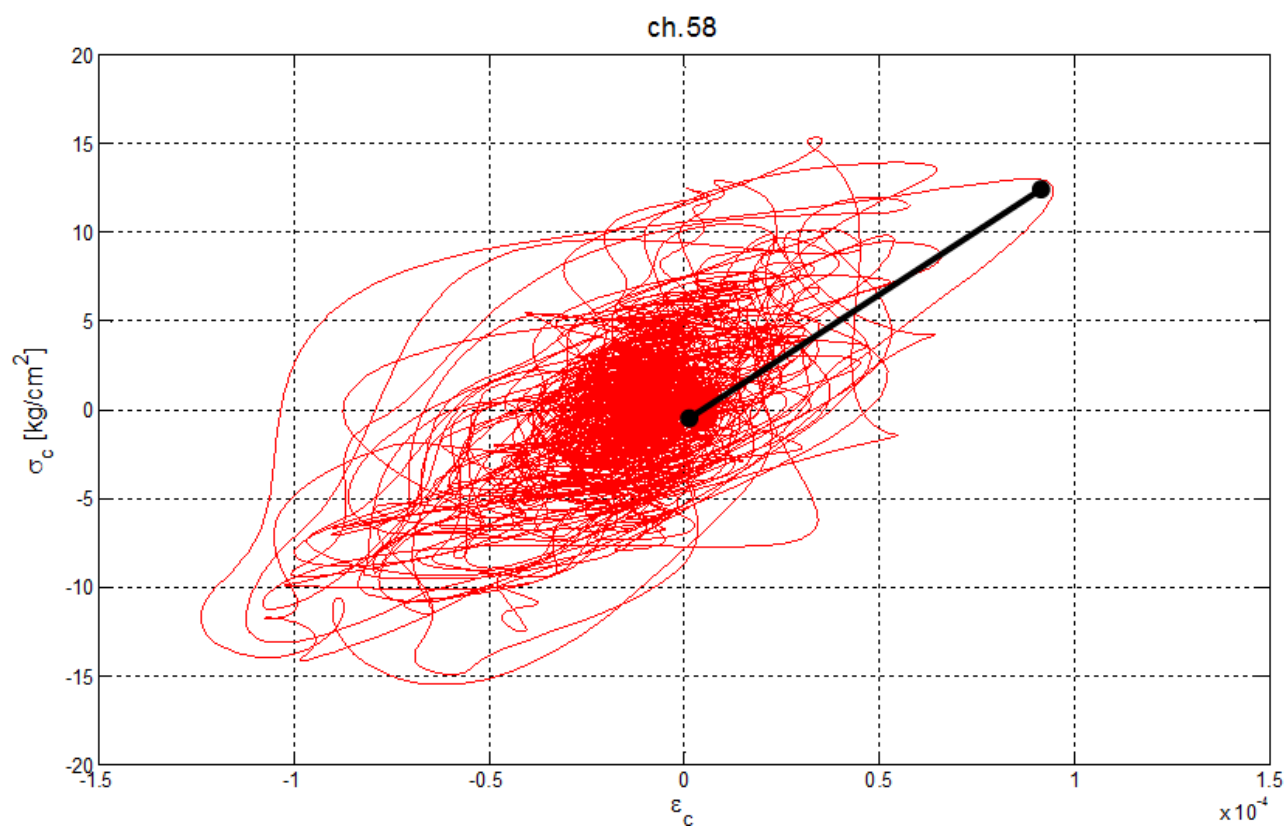


Figura 33.34. Canale n. 58: diagramma σ vs. ε per ogni istante temporale.

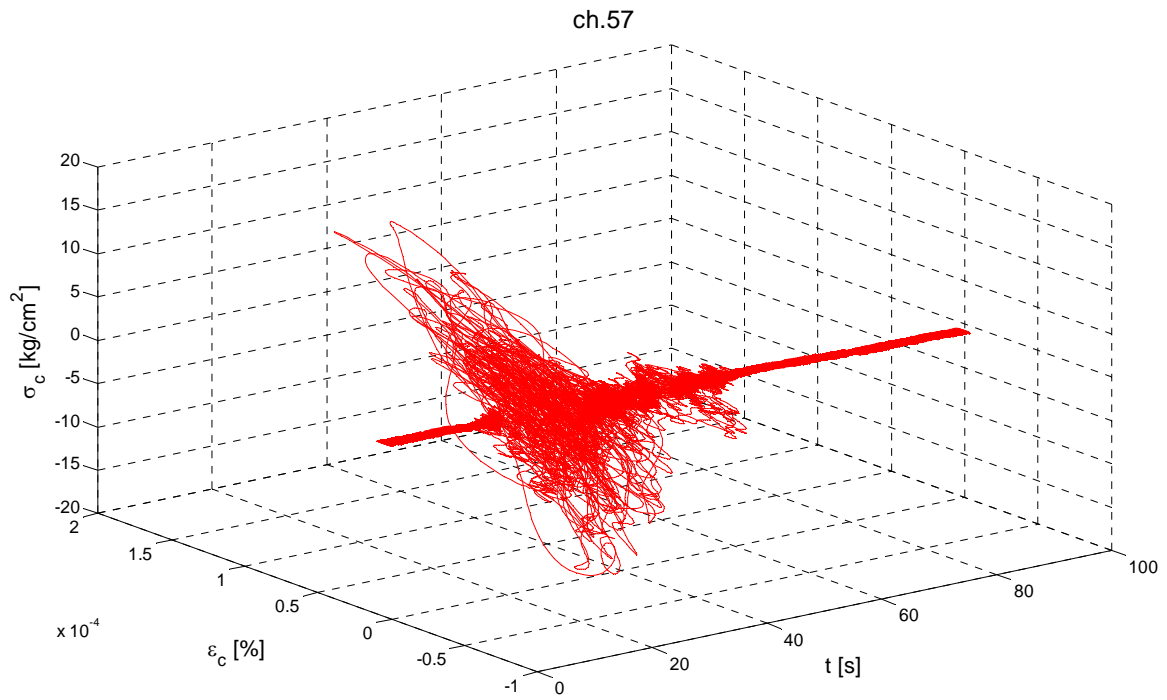


Figura 33.35. Canale n. 57: diagramma σ, ε, t .

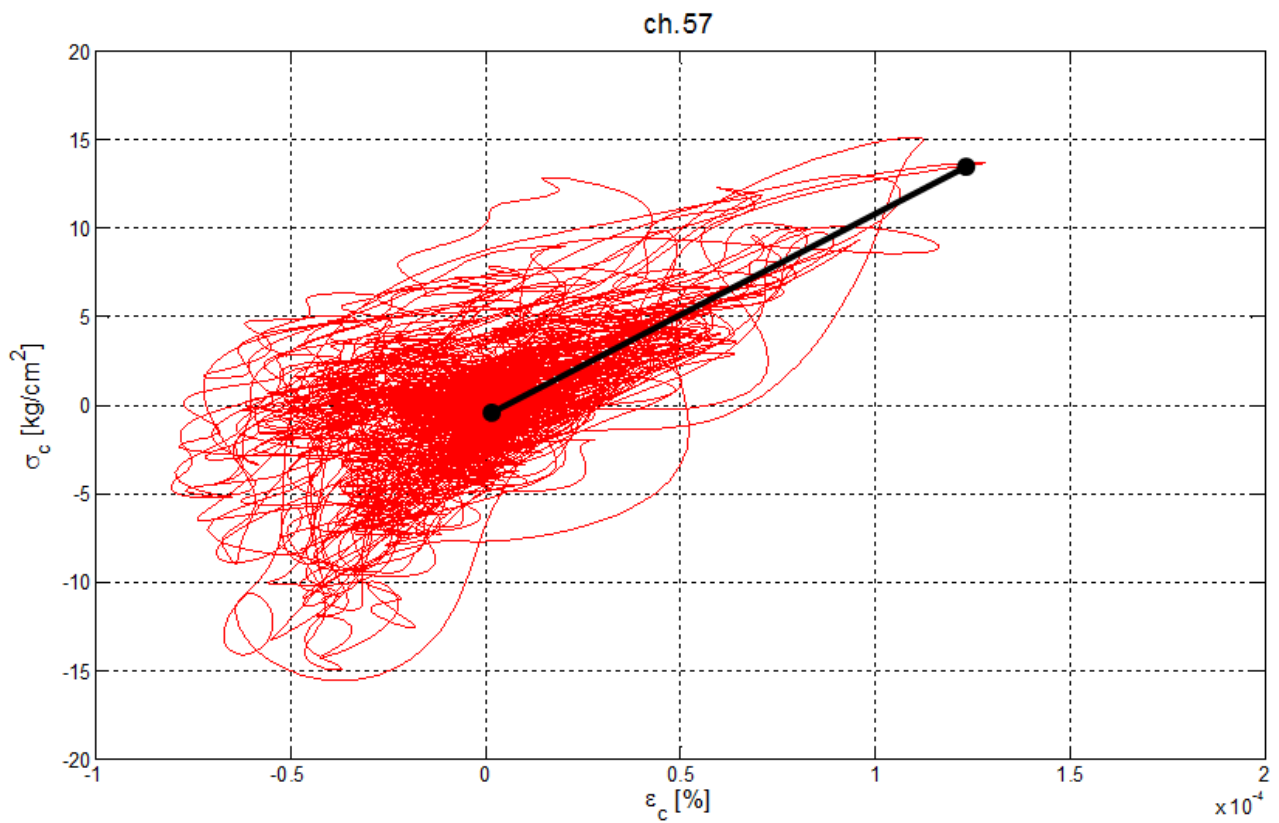


Figura 33.36. Canale n. 57: diagramma σ vs. ε per ogni istante temporale.

33.6 Osservazioni e sviluppi futuri

Dalle prime risultanze emerse in fase di interpretazione preliminare dei risultati della prova su tavola vibrante è emerso che:

- per quanto riguarda le frequenze, si è avuta una forte indicazione sul fatto che il calcestruzzo si è comportato in condizioni comprese tra quelle non fessurate e quelle fessurate (al contrario di quanto osservato nelle prove pseudo statiche cicliche sulle pareti e sulla struttura ad H); ciò potrebbe essere spiegato ipotizzando un comportamento fessurato della struttura con un elevato tension stiffening; ciò è stato tradotto in una riduzione del modulo elastico minore rispetto a quanto osservato nelle pseudo statiche (riduzione del modulo elastico pari al 50 % nella struttura su tavola vibrante contro una riduzione del 14% e 11% rispettivamente per le prove pseudo-statiche sulle pareti singole e sulla struttura ad H);
- il comportamento scatolare della struttura è stato verificato così come atteso in fase di progettazione;
- non è stato possibile verificare la sequenza dei meccanismi di crisi della struttura a causa delle sovraresistenze osservate; infatti, per quanto riguarda le resistenze, i risultati delle time-history hanno mostrato che la struttura è stata in grado di raggiungere dei valori di momento sperimentale alla base notevolmente superiori alle capacità previste; ciò potrebbe essere spiegato ipotizzando che il tension stiffening abbia influenzato anche la risposta in termini di resistenza aumentando non solo la rigidità ma anche la resistenza, infatti, probabilmente per le modalità di applicazione del carico, le fessure non sono riuscite a propagarsi (al contrario di quanto osservato nelle prove pseudo statiche cicliche sulle pareti e sulla struttura ad H). A riguardo si confrontino la Figura 33.37 e la Figura 33.38, relative, rispettivamente, alla struttura a tre piani al termine della prova su tavola vibrante e alle prove pseudo-statiche cicliche sulle pareti singole e sulla struttura con pianta ad H.
- i confronti in termini di momento interno vs. esterno e in termini di tensioni vs. deformazioni hanno messo in evidenza che il comportamento della struttura è risultato (i) essere elastico lineare; (ii) senza alcun degrado delle resistenze, (iii) stabile nel tempo. Inoltre, è emerso che la struttura si è comportata come completamente fessurata (i.e. *cracked*) con un forte tension stiffening.

Pertanto, per comprendere pienamente i risultati della prova su tavola vibrante ed approfondirne l'interpretazione, si è deciso di effettuare, sempre presso il Laboratorio dell'Eucentre di Pavia:

- a) una prova con carico pseudo-statico ciclico sulla stessa struttura provata su tavola vibrante, con l'obiettivo di verificare se il tension stiffening è dovuto alle: (i) modalità di applicazione

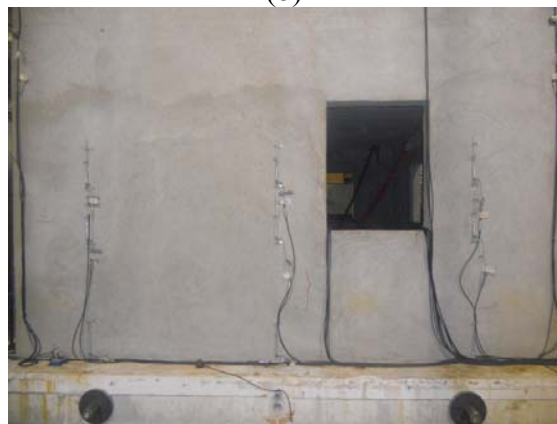
- del carico (dinamiche vs. pseudostatiche-cicliche) oppure (ii) nuove caratteristiche del calcestruzzo utilizzato per realizzare la struttura (Figura 33.39a);
- b) delle prove dinamiche su pareti con armatura diffusa con l'obiettivo di valutare le modalità di propagazione delle fessure per verificare l'influenza del tension stiffening sulle resistenze (Figura 33.39b).



(a)



(b)



(c)

Figura 33.37. Struttura a tre piani al termine della prova su tavola vibrante: quadro fessurativo delle (a) pareti del piano terzo (lato interno); (b) pareti del piano secondo (lato interno) e (c) parete del piano primo (lato esterno).

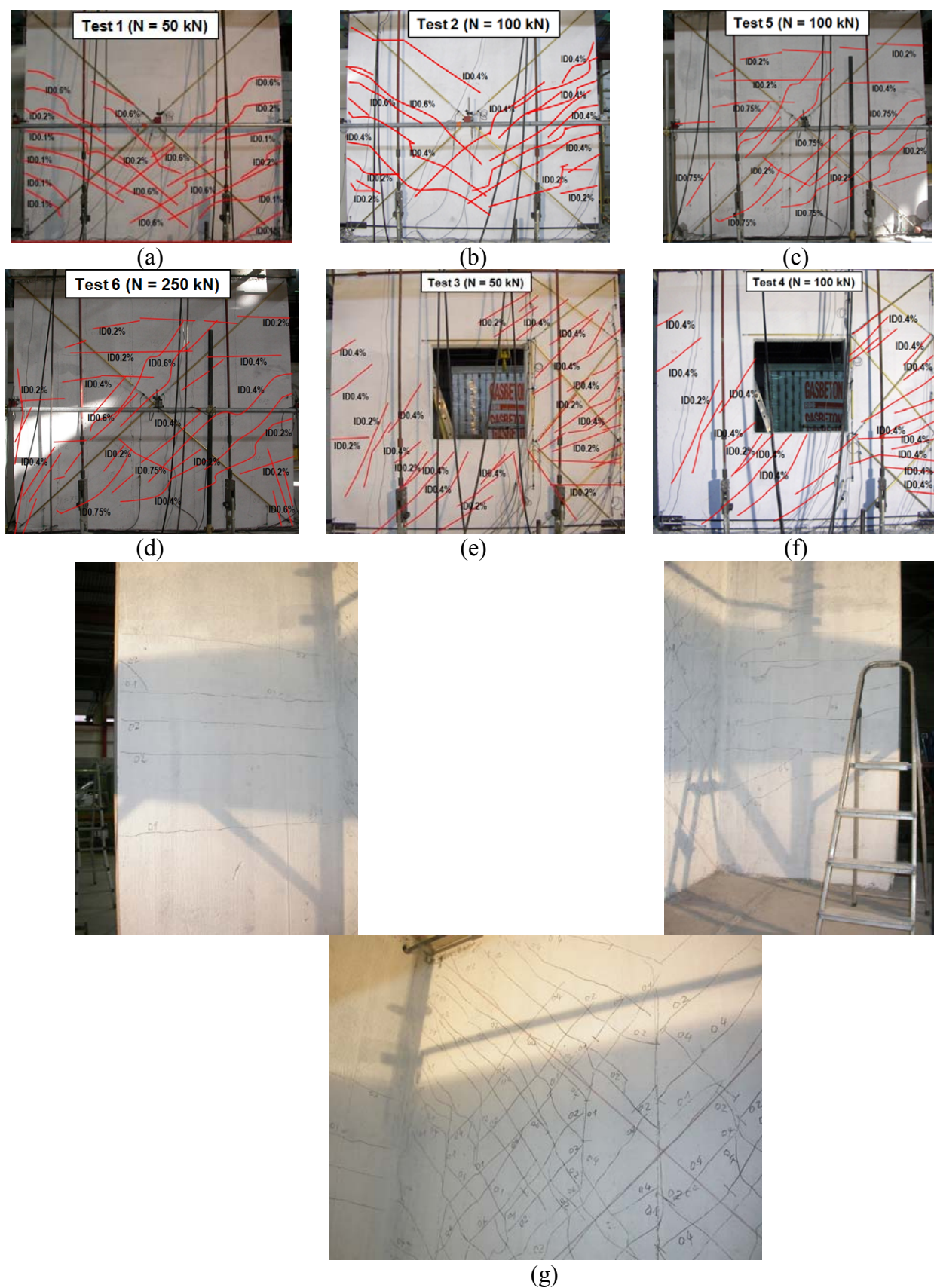


Figura 33.38. Quadri fessurativi riscontrati durante le prove pseudo-statiche cicliche sulle pareti singole e sulla struttura ad H: (a) Prova n. 1; (b) Prova n. 2; (c) Prova n. 5; (d) Prova n. 6; (e) Prova n. 3; (f) Prova n. 4; (g) Prova su struttura ad H, immagini delle pareti perpendicolari e parallela all'azione orizzontale.

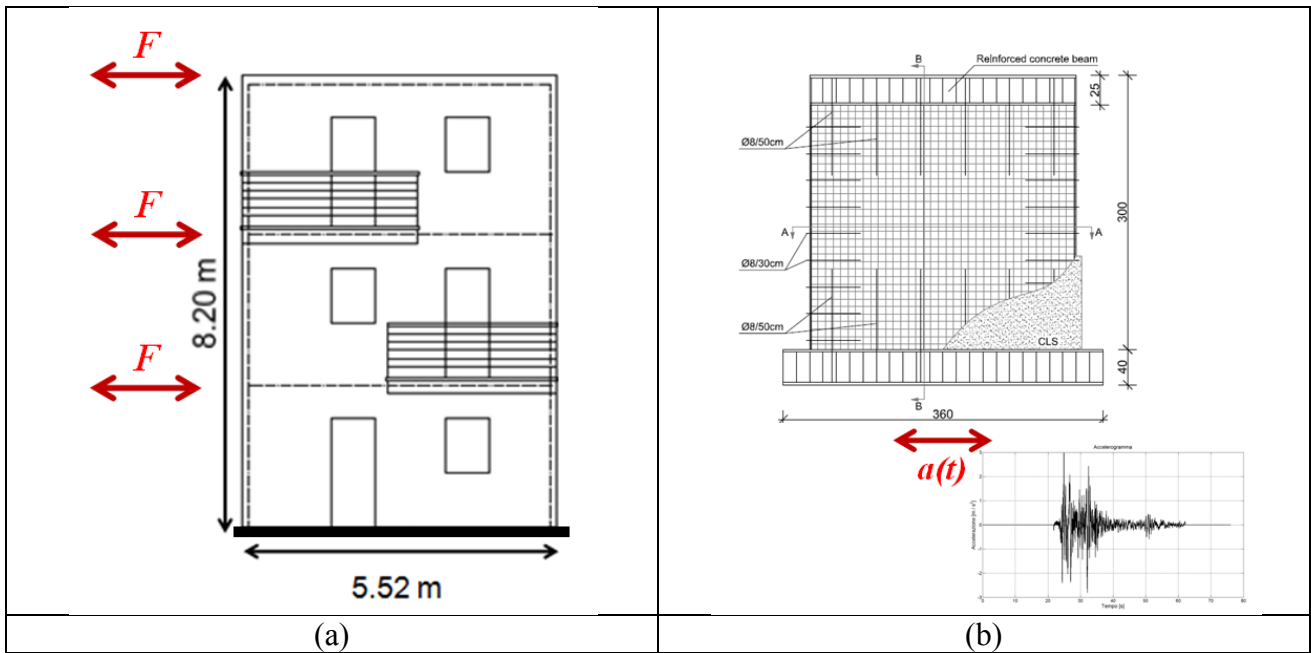


Figura 33.39. Sviluppi futuri: (a) prova con carico pseudo-statico ciclico sulla stessa struttura provata su tavola vibrante; (b) prove dinamiche su pareti con armatura diffusa.

34 Conclusioni

Nell'ambito di questa Tesi di Dottorato sono stati studiati i *sistemi strutturali composti da pareti tozze di tipo sandwich in c. a. gettato in opera realizzati con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene*, facendo specifico riferimento al sistema costruttivo, denominato "Nidyon NYSP", messo a punto dall'Azienda Nidyon Costruzioni, finanziatrice della borsa di studio.

I sistemi strutturali oggetto di questa Tesi di Dottorato sono caratterizzati da numerose peculiarità; infatti, (i) il *comportamento* globale delle strutture risulta essere di tipo *cellulare*, e, le pareti che costituiscono il sistema resistente alle azioni sia orizzontali che verticali risultano essere: (ii) *tozze*, (iii) di tipo *sandwich* e caratterizzate da: (iv) *basse percentuali di armatura*, (v) *ridotti tassi di lavoro a sforzo assiale* e (vi) *stesso quantitativo di armatura orizzontale e verticale*.

Date le specificità dei sistemi strutturali in esame, si è, in primo luogo, cercato di inquadrare le peculiarità strutturali sopra elencate nell'ambito scientifico, analizzando, se e in che modo, ciascuna delle singole peculiarità fosse stata affrontata nell'ambito della letteratura tecnico-scientifica e nell'ambito delle principali normative nazionali ed internazionali. Tale inquadramento è stato condotto facendo riferimento al comportamento sia nei confronti delle azioni statiche (carichi verticali) che nei confronti delle azioni orizzontali di tipo sismico. Per quanto riguarda il comportamento delle strutture in esame nei confronti delle azioni statiche, ci si può ricondurre con sicurezza alla letteratura sulle costruzioni a pareti portanti impiegate negli anni settanta, mentre per quanto riguarda il comportamento nei confronti delle azioni orizzontali sismiche è stata riscontrata una mancanza di conoscenza relativa alle strutture caratterizzate dalle peculiarità sopra elencate.

Il fatto di aver riscontrato una profonda carenza nella conoscenza relativa al comportamento di tali strutture specialmente nei confronti delle azioni orizzontali di tipo sismico, ha consentito di individuare i due principali obiettivi di questa Tesi di Dottorato, ossia la:

1. la sistematizzazione scientifica e la relativa interpretazione di 10 anni di prove sperimentali condotte sul sistema strutturale in esame;
2. la progettazione, la realizzazione e l'interpretazione di una prova su tavola vibrante di una struttura a tre piani con pianta rettangolare, realizzata con la tecnologia del pannello di supporto in polistirene.

Tali obiettivi hanno in sostanza consentito di (i) far luce sul comportamento (in particolar modo, nei confronti delle azioni orizzontali di tipo sismico) dei sistemi strutturali composti da pareti tozze di tipo sandwich in c. a. gettato in opera realizzati con la tecnologia del pannello di supporto in

polistirene e di (ii) mettere a punto dei metodi per la progettazione di tali sistemi strutturali nei confronti di azioni verticali e orizzontali.

In particolare, il primo obiettivo di questa Tesi di Dottorato (ovvero la sistematizzazione scientifica e la relativa interpretazione di 10 anni di prove sperimentali condotte sul sistema strutturale in esame) è stato perseguito attraverso: (i) la messa a punto di formule teoriche di previsione basate sul comportamento fisico; (ii) lo sviluppo di correlazioni analitico-sperimentali per la validazione delle formule teoriche proposte. Nello specifico, nel corso degli ultimi 10 anni sono state condotte prove di tipo statico su singole pareti (tra cui: prove con carico assiale centrato ed eccentrico; prove di compressione diagonale; prove di scorrimento e prove di flessione fuori dal piano) e prove pseudo-statiche cicliche su singole pareti con e senza apertura e su una porzione di struttura a due piani con pianta ad H. Per quanto riguarda le prove statiche, si è verificata l'applicabilità delle formule previste dalle normative degli anni settanta, viceversa, per quanto riguarda le prove pseudo statiche cicliche condotte su singole pareti con e senza apertura e su una struttura con pianta ad H, sono state interpretate le prove e sono state messe a punto delle formule predittive per la valutazione del comportamento nei confronti delle azioni orizzontali quali quelle indotte dall'azione sismica.

Le correlazioni analitico-sperimentali hanno permesso di:

- verificare la validità delle formule predittive;
- ottenere informazioni sul comportamento fisico delle strutture in esame.
- per quanto riguarda il comportamento nel piano, le pareti sandwich possono essere trattate come un'unica parete monolitica di spessore complessivo pari alla somma degli spessori delle due lastre in c.a. (4+4 cm);
- per quanto riguarda la rigidezza, gli elementi provati hanno evidenziato un comportamento completamente fessurato con tension stiffening;
- verificare che il meccanismo di rottura delle pareti è di tipo flessionale con rottura duttile lato acciaio;
- verificare che le pareti sono caratterizzate da duttilità elevate.

Sulla base di tali risultati, è stata progettata la prova su tavola vibrante di una struttura a tre piani con pianta rettangolare. La progettazione, la realizzazione e l'interpretazione di tale prova ha costituito il secondo obiettivo di questa Tesi di Dottorato.

La prova su tavola vibrante ha rappresentato il principale obiettivo del progetto di ricerca intitolato "*Seismic behavior of structural systems composed of cast in situ concrete walls*" (SE.SY.CO.WA.) e ha visto come lead user il Prof. Salvador Ivorra Chorro (dell'Università di Alicante, Spagna), come additional users: il Prof. Tomaso Trombetti (dell'Università di Bologna), la Prof.ssa Dora Foti (del Politecnico di Bari) e la Prof.ssa Cristina Michaela Campian (dell'Università di Cluj-Napoca,

Romania). Questo progetto di ricerca è stato presentato nell'ambito del progetto Europeo SERIES (Seismic Engineering Research Infrastructures for European Synergies) ed è stato approvato a Settembre 2010 ottenendo i finanziamenti da parte della Comunità Europea per realizzare, presso il Laboratorio TREES Lab dell'Eucentre di Pavia, una prova su tavola vibrante di una struttura a tre piani in scala reale composta da pareti tozze di tipo sandwich in c.a. gettato in opera (realizzata adottando la tecnologia costruttiva messa a punto dalla ditta Nidyon).

La prova su tavola vibrante aveva come obiettivo quello di verificare la validità dei risultati ottenuti a partire dalle prove pseudo-statiche (condotte su singole pareti tozze con e senza aperture e su una porzione di struttura a due piani con sviluppo in pianta ad H) anche nel caso di input sismici reali.

I risultati della prova su tavola vibrante (effettuata nei giorni 6 e 7 Dicembre 2011) hanno permesso di verificare il comportamento scatolare della struttura e hanno messo in luce evidenti differenze tra il comportamento della struttura provata su tavola vibrante e il comportamento delle pareti e della struttura ad H sottoposta ad azioni pseudo-statiche cicliche. Tali differenze sono state riscontrate sia in termini di rigidezza che in termini di resistenza. In particolare:

- per quanto riguarda le frequenze, si è avuta una forte indicazione sul fatto che il calcestruzzo si è comportato in condizioni comprese tra quelle non fessurate e quelle fessurate (al contrario di quanto osservato nelle prove pseudo statiche cicliche sulle pareti e sulla struttura ad H); ciò potrebbe essere spiegato ipotizzando un comportamento fessurato della struttura con un elevato tension stiffening; ciò è stato tradotto in una riduzione del modulo elastico minore rispetto a quanto osservato nelle pseudo statiche (riduzione del modulo elastico pari al 50 % nella struttura su tavola vibrante contro una riduzione del 14% e 11% rispettivamente per le prove pseudo-statiche sulle pareti singole e sulla struttura ad H);
- per quanto riguarda le resistenze, i risultati delle time-history hanno mostrato che la struttura è stata in grado di raggiungere dei valori di momento sperimentale alla base notevolmente superiori alle capacità previste; ciò potrebbe essere spiegato ipotizzando che il tension stiffening abbia influenzato anche la risposta in termini di resistenza aumentando non solo la rigidezza ma anche la resistenza, infatti, probabilmente per le modalità di applicazione del carico, le fessure non sono riuscite a propagarsi (al contrario di quanto osservato nelle prove pseudo statiche cicliche sulle pareti e sulla struttura ad H).

Pertanto, per comprendere pienamente i risultati della prova su tavola vibrante ed approfondirne l'interpretazione, si è deciso di effettuare, sempre presso il Laboratorio dell'Eucentre di Pavia:

- a) una prova con carico pseudo-statico ciclico sulla stessa struttura provata su tavola vibrante, con l'obiettivo di verificare se il tension stiffening è dovuto alle: (i) modalità di applicazione

- del carico (dinamiche vs. pseudostatiche-cicliche) oppure (ii) nuove caratteristiche del calcestruzzo utilizzato per realizzare la struttura;
- b) delle prove dinamiche su pareti con armatura diffusa con l'obiettivo di valutare le modalità di propagazione delle fessure per verificare l'influenza del tension stiffening sulle resistenze.

Ringraziamenti

Si ringrazia l'Azienda Nidyon Costruzioni per il supporto finanziario e per aver messo a disposizione documenti e certificati di prove relativi al sistema costruttivo denominato "Nidyon NYSP", rendendo così possibile l'attività di ricerca condotta nell'ambito di questo Dottorato di Ricerca.

Bibliografia

- Allen, G. H., *Analysis and Design of Structural Sandwich Panels*, Pergamon Press Ltd., London, United Kingdom, 1969.
- Ang, A. H-S., Tang, W.H., *Probability Concepts in Engineering, Emphasis on applications to civil and environmental engineering*, John Wiley & Sons inc., 2007.
- Bachmann H., Beyer K., Dazio A. Quasi-static cyclic tests and plastic hinge analysis of RC structural walls. *Engineering Structures* 2009, 31:1556-1571.
- Beck, H., Contribution to the analysis of coupled shear walls, *Proceedings of the Journal of the American Concrete Institute* 1962, 59: 1055-1070.
- Benayoune A., Aziz A., Samad A., Trikha D.N., Abang Ali A.A., Ashrabov A.A. Structural behavior of eccentrically loaded precast sandwich panels. *Journal of Construction and Building Materials* 2005.
- Boroschek R., Steward J., D'Ayale D., Fajfar P., Wallace J. W., *Lessons From "101 Chile Earthquake*, 14th European Conference on Earthquake Engineering, 14ECEE 2010.
- Boutin J. P., Puech C., Tran-Thang, *Étude comparative du calcul des murs en béton armé ou non armé suivant divers règlements*, Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, Ving-Troisième année Juin 1970, n. 270.
- Building code requirements for reinforced concrete*. ACI 318-95. Detroit: American Concrete Institute; 1995.

- Bush T.D., Stine G.L. Flexural behavior of composite precast concrete sandwich panels with continuous truss connectors. *PCI Journal* 1994; 39(2):112-21.
- Bush T.D., Wu Z. Flexural analysis of prestressed concrete sandwich panels with truss connectors. *PCI Journal* 1998, 43(5):76-86.
- C.E.B.-C.I.B.-U.E.A.t.c.- 1966, “*Recommandations internationales unifiées pour le calcul et l'exécution des structures en panneaux assemblés de grand format*”.
- CEN, Brussels, 2003ACI 318-08, “*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*”.
- Ceccoli C., Mazzotti C., Savoia M., Dallavalle G., Perazzini G., Tomassoni F., “*Indagini sperimentali su una tipologia di pannelli in c.a. alleggeriti gettati in opera*”, Atti del XIV Congresso CTE, Mantova 7-9, Novembre 2002.
- Chai Y.H., Anderson J.D. Seismic response of perforated lightweight aggregate concrete wall panels for low-rise modular classrooms, *Engineering Structures* 2005, 27:593-604.
- Circolare Min.LL.PP. 11-08-1969 n°6090, “*Norme per il calcolo e la costruzione di strutture a grandi pannelli*”.
- Comune di Bologna, Regolamento Urbanistico Edilizio (R.U.E) Art.56, “*Livelli prestazionali migliorativi: incentivi per la sostenibilità degli interventi edilizi; Schede tecniche di dettaglio: Dotazioni impiantistiche minime*”.
- Coull A., Stafford Smith B.. *Tall Buildings Structures: Analysis and Design*. John Wiley & Sons inc. 1991.
- D.P.R. 12/01/98 n. 37, *Regolamento per la disciplina dei procedimenti relativi alla prevenzione incendi*.
- Duffey, T. A., Farrar, C. R., EERI, M., and Goldman, A. Low-Rise Shear Wall Ultimate Drift Limits, *Earthquake Spectra* 1994, 10(4): 655–670.
- Einea A., Salmon D.C., Fogarasi G.J., Culp T., Tadros M.K. State-of-the-art of precast sandwich panel system. *PCI Journal* 1991, 36(6): 90-101.
- Einea A., Tadros M.K., Salmon D.C., Culp T.D. A new structurally and thermally efficient sandwich panel system. *PCI Journal* 1994, 39(4): 90-101.
- Einea A., Salmon D.C., Tadros M.K., Culp T. Partially composite sandwich panel deflection. *ASCE Journal of Structural Engineering* 1995, 121(4): 778-83.
- Englekirk R. E. *Seismic Design of Reinforced and Precast Concrete Buildings*. Wiley Interscience, John Wiley & Sons inc, 2003.
- EOTA TR002, *Test methods for Light Composite Wood-based Beams and Columns*, Ottobre 2002.

- ETAG 003, *Guideline for European technical approval for international partition kits for use as non-loadbearing walls*, December 1998.
- Fajfar P., Duhovnik J., Reflak J., Fischinger M., Breska Z. *The Behavior of Buildings and Other Structures during the Earthquakes of 1979 in Montenegro*, IKPIR Publication No. 19A, University of Ljubljana, 1981.
- FEMA 356/November 2000 - *Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*.
- Ferretti D., Iori I., Morini M. *La stabilità delle strutture - Il caso delle costruzioni in cemento armato*, McGraw-Hill, Milano, 2002.
- Fintel, M. Ductile shear walls in earthquake resistant multistory buildings, *ACI Journal* 1974. 71 (19): 296–305.
- Hidalgo P.A., Ledezma C.A., Jordan R.M.. Seismic Behavior of Squat Reinforced Concrete Shear Walls. *Earthquake Spectra* 2002, 18(2): 287-308.
- Holmberg A., Pelin E. Behavior of load bearing sandwich type structures Handout 49, State institute for construction research Lund (Sweden) 1986.
- Jacobsen, L.S. *Steady Forced Vibration as Influenced by Damping*, Transactions, ASME 1930, 52: 169-181.
- Kabir M.Z., Hasheminasab M. Mechanical properties of 3D wall panels under shear and flexural loading. In: *Proceeding of the CSCE conference* 2001.
- Kabir M.Z. Structural performance of 3D sandwich panels under shear and flexural loading. *Scientia Iranica Journal* 2005, 12(4):402–8.
- Kabir M.Z., Rahbar M.R. Experimental relation between non-destructive test and standard cylinder in shotcrete used in bearing 3D wall panels. *Proceeding of the third international conference on construction materials*. 2005.
- Khan Y. S., *Engineering architecture: the vision of Fazlur R. Khan*. W. W. Norton & Company, New York, 2004.
- Leonhardt F., Monning E., C.A. e C.A.P. *Calcolo di progetto e tecniche costruttive*, Volume II, Studio M. & B. 1979.
- Naaseh, S. The Morgan Hill Earthquake of April 24, 1984 – Performance of Three Engineered Structures. *Earthquake spectra* 1985, 1 (3): 607-637.
- Nijhawan J.C. Insulated wall panels interface shear transfer. *PCI Journal* 1998, 43(6):98-101.
- Norme Tecniche per le Costruzioni* accettate con il D.M. 14/01/2008 e pubblicate sul S.O. No. 30 della G.U. No. 29 in data 04/02/2008.

- Norme Tecniche C.N.R. 14-12-1983 n° 10025/84. *Istruzioni per il progetto, l'esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio armato e per le strutture costruite con sistemi industrializzati.*
- Paulay T., and Williams R.L. The analysis and design of the evaluation of design actions for reinforced concrete ductile shear walls. *Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering* 1980, 13 (2): 108-143.
- Paulay, T., Priestley, M. J. N., and Syngé, A. J. Ductility in Earthquake Resisting Squat Shearwalls. *ACI Journal* 1982, 79 (4): 257-269.
- Paulay, T. The design of ductile Reinforced Concrete Structural Walls for Earthquake Resistance. *Earthquake spectra* 1986, 2 (4) 318–337.
- Paulay T., Priestley M.J.N. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. Wiley Interscience Press publication, John Wiley & Sons inc, 1992.
- Priestley M.J.N., Calvi G.M. e Kowalsky M.J., *Displacement-Based Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, 2007.
- PCI Committee on Precast Concrete Sandwich Wall Panels. State of the art of precast/prestresses sandwich wall panels. *PCI Journal* 1997, 42(2): 92-133.
- Plantema, F. F., *Sandwich Construction – The Bending and Buckling of Sandwich Beams, Plates and Shells*, John Wiley & Sons, Inc., 1966.
- Precast/Prestressed Concrete Institute. *PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete*. Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 6th Edition, 2004, 736 pp..
- Pozzati P., Ceccoli C. *Teoria e tecnica delle strutture 2/2*, UTET 1980.
- Rezaifar O., Kabir M.Z., Taribakhsh M., Tehranian A. Dynamic behaviour of 3D-panel single-storey system using shaking table testing. *Engineering Structures* 2008, 30: 318–337.
- Rosman, R. Approximate analysis of shear walls subjected to lateral loads, *Proceedings of the Journal of the American Concrete Institute* 1964, 61: 717-733
- Salmon D.C., Eiena A., Tadros M.K., Culp T.D. Full scale testing of precast concrete sandwich panels. *ACI Journal* 1997, 94:354–62.
- Salonikios T.N., Kappos A.J., Tegos, I.A. and Penelis, G.G. Cyclic load behavior of low-slenderness R/C walls: Design basis and test results. *ACI Structural Journal* 1999, 96 (4): 649-660.
- Salonikios T.N., Kappos A.J., Tegos I.A. and Penelis G.G. Cyclic load behavior of low-slenderness R/C walls: Failure modes, strength and deformation analysis, and design implications. *ACI Structural Journal* 2000, 97 (1): 132-141.

- Salonikios, T. N. Shear strength and deformation patterns of R/C walls with aspect ratio 1.0 and 1.5 designed to Eurocode 8 (EC8), *Engineering Structures* 2002, 24: 39-49.
- Sezen H., Whittaker A.S., Elwood K.J., Mosalam K.M., Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey, *Engineering Structures* 2003 25: 103–114.
- Taranath B. S. *Steel, concrete, & composite design of tall buildings*, McGraw-Hill, 1997.
- Timoshenko, S., Goodier, J. N., *Theory of elasticity*, McGraw-Hill, 1951.
- Tesi di Dottorato del Dott. Ing. Daniele Malavolta. *Strutture a pareti portanti in c.a. caratterizzate da elevate prestazioni sismiche*, Dottorato di Ricerca in Meccanica delle Strutture, Università di Bologna, Anno 2008.
- Uang, C. M. Comparison of seismic force reduction factors used in U.S:A: and Japan. *Earthquake engineering and structural analysis* 1991, 20:389-397.
- UNI EN 1991 – Eurocodice 2, “*Progettazione delle strutture in calcestruzzo*”, Parte I: “*Regole generali e regole per gli edifici*”.
- UNI EN 1998 - Eurocodice 8, “*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica*”, Parte I: “*Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*”.
- UNI ISO 7892:1990 *Edilizia. Prove di resistenza agli urti. Corpi per urti e metodi di prova.*, 31/03/1990, 10 pagine.
- Vanderwerf P. A., Feige S. J., Chammas P., Lemay L. A. *Insulating Concrete Forms for Residential Design and Construction*, Mc Graw Hill, New York, 1997
- Vanderwerf P. A., Panushev I. S., Nicholson M., Kokonowski D. *Concrete Systems for Homes and Low-Rise Construction: A Portland Cement Association's Guide for Homes and Lo-Rise Buildings*, Mc Graw Hill, New York, 2005.
- Wallace J. W., *February 27, 2010 Chile Earthquake: Preliminary Observations on Structural Performance and Implications for U.S. Building Codes and Standards*, Structures Congress 2011 ASCE 2011.
- Wood S.L.,. Performance of Reinforced Concrete Buildings during the 1985 Chile Earthquake: Implications for the Design of Structural Walls, *Earthquake Spectra* 1991, 7(4), 607-637.