

IL PROGETTO DEL RISANAMENTO STRUTTURALE DELL'IMPALCATO DEL 26° PIANO DEL GRATTACIELO PIRELLI A MILANO

Maurizio ACITO

Professore a Contratto alla Facoltà di Architettura Bovisa – Politecnico di Milano

Antonio MIGLIACCI

Professore Ordinario – Politecnico di Milano

SOMMARIO

La memoria illustra il progetto di risanamento delle strutture del grattacielo Pirelli, danneggiate a causa dell'incidente avvenuto il 18 aprile 2002, allorché un piccolo aereo ha colpito la facciata su P.zza Duca d'Aosta fra il 26° e 27° piano, proseguendo all'interno la sua corsa per poi precipitare lato via Filzi, sfondando la facciata opposta. La memoria presenta breve descrizione del grave ammaloramento patito dalle strutture a seguito dell'incidente, e descrive la strategia progettuale seguita per il risanamento e il rinforzo delle strutture con i dettagli costruttivi degli ancoraggi, gli apparecchi di deviazione dei cavi e le tecniche di controllo dell'efficienza del risanamento messo in atto.

SUMMARY

This paper is meant to deliver an overview on the damages and the following repairs of the structures of the 26th and 27th floor due to the plane accident occurred on April, the 18th 2002.

An aircraft Commander 112 Tc impacted the facade of the Pirelli skyscraper getting into the building, where its gasoline tanks exploded. This paper is divided into two parts. The first one focuses on a simplified analysis, of the witnessed structural damages, making some necessary assumptions on the dynamic of the accident.

In the second one, the rehabilitation design process is presented.

1 - INTRODUZIONE

Il grattacielo Pirelli è stato opera di un gruppo di professionisti guidati dall'architetto Giò PONTI, che si è avvalso dello straordinario contributo dell'ingegnere Pierluigi NERVI per la progettazione delle strutture.

Localizzato in un'area strategica, di fronte alla Stazione centrale di Milano, misura un'altezza di circa 125 m. I due prospetti principali sono caratterizzati da facciate in "curtain walls" in alluminio e vetro, poste in corrispondenza dei vuoti lasciati tra le strutture verticali in cemento armato, costituite dalle 4 semi-punte triangolari agli estremi (così definite da P. Nervi [1]) in cemento armato (Fig. 1), e da due "setti-portali"¹ trasversali intermedie e, su via Fabio Filzi, anche dai setti dei vani tecnici. Tutte le strutture in c.a. presenti sulle facciate, e le punte di estremità, sono rivestite da tessere in ceramica. Appare evidente, quindi, la scelta dei progettisti architettonici che hanno voluto esprimere, all'esterno, l'organismo interno dell'edificio.

Infatti, essi affermano, chiaramente [2], che la scelta di utilizzare il materiale cemento armato è stata fatta in quanto col cemento armato si poteva conferire particolare valore e-

spressivo alla struttura, oltre che rispondere al requisito di minor costo e di conferire rigidità maggiori all'organismo strutturale, rispetto alla soluzione in acciaio. Tale organismo, anche se semplice e semplicemente articolato (per dirla alla PONTI-NERVI), è di grande fascino. Questo, sia se si guarda la torre, trattandosi di un organismo sviluppato in altezza, assoggettato a notevoli azioni orizzontali dovute al vento, sia se si guardano i corpi bassi, ove si tratta invece di un organismo sviluppato in larghezza con luci ampie. Con riferimento alla torre, la pianta strutturale dell'impalcato tipo (Fig. 2) è caratterizzata da un'evidente forma a sogliola, orientata con l'asse maggiore della pianta in direzione prossima a quella del vento dominante. Per quanto riguarda la struttura dell'impalcato (Fig. 2), ossia la campata B,² e le campate A e A', è formata da sistemi di travi e traversi, disposti in modo da riproporre il classico schema degli impalcati da ponte a travate e traversi.

¹ Chiamati anche "pilastri-parete" da P. Nervi [1].

² Nella figura 2 è riportata anche la sezione k-k in corrispondenza della campata B dell'impalcato della torre.



Fig. 1 – Grattaciello Pirelli: Prospetto P.zza Duca d’Aosta

In particolare, la campata B, è caratterizzata da dimensioni medie dei tratti delle travi L_1 ed $L_2/2$ che mediamente misurano, rispettivamente, 5,5 m e 6,75 m, e dalla presenza di tre traversi di collegamento fra le travi.³ In tabella 1, sono riportate le dimensioni rilevate per l’impalcato del 26° piano. La luce media delle travi è di circa 24 m e l’altezza è contenuta in 75 cm.⁴ Per le campate A e A’, a parità di altezza delle travi, si hanno, invece, luci minori (circa la metà) e solo due traversi. Dai rilievi geometrici eseguiti, che hanno fornito dimensioni abbastanza conformi a quelle riportate nei disegni del progetto PONTI-NERVI, si sono ricavate le caratteristiche geometriche delle strutture. Le travi presentano nei tratti centrali una larghezza dell’anima costante di 20 cm (Figg. 2 e 3) e nei tratti laterali verso gli incastri una larghezza variabile, da 20 cm sino ad un massimo di 60, 50 e 80 cm all’incastro, come è rappresentato nella tabella 2.

In particolare, nella tabella sono indicate le dimensioni riscontrate nei rilievi eseguiti per l’impalcato del 26° piano. Lo spessore della soletta superiore (che costituisce l’ala delle travi) è indicato anche come spessore medio, mentre le larghezze delle ali corrispondono alle mezzerie dei campi di

³ Si conviene che la numerazione delle cinque travi che formano tale impalcato proceda dalla facciata su piazza Duca d’Aosta verso l’interno.

⁴ Va rilevato che la snellezza geometrica di tale impalcato, espressa dal rapporto tra la luce e l’altezza della sezione delle travi, $\lambda = L/h$, si approssima a 33, configurando quindi una soluzione strutturale piuttosto ardita, per un impalcato in cemento armato semplice, anche se continuo per la presenza delle campate laterali A (vedi Fig. 2).

soletta compresi fra le travi o, per la trave 5, alla parte di soletta a fianco, verso i vani tecnici.

| TRAVE | Luce netta (m) | Luce L_1 (m) | Luce $L_2/2$ (m) |
|-------|----------------|----------------|------------------|
| 1 | 24,69 | 5,60 | 6,745 |
| 2 | 24,54 | 5,54 | 6,730 |
| 3 | 24,43 | 5,50 | 6,725 |
| 4 | 24,39 | 5,47 | 6,725 |
| 5 | 24,09 | 5,33 | 6,715 |

Tab. 1 - Caratteristiche geometriche delle travi

| TRAVE | sezione | B (m) | b_0 | Spessore |
|-------|----------|-------|-------|----------------|
| 1 | incastro | 1,305 | 60 cm | 12÷9 cm (10,8) |
| | centrale | 1,305 | 20 cm | 8 cm |
| 2 | incastro | 1,605 | 50 cm | 8 cm |
| | centrale | 1,605 | 20 cm | 8 cm |
| 3 | incastro | 1,630 | 50 cm | 8 cm |
| | centrale | 1,630 | 20 cm | 8 cm |
| 4 | incastro | 1,630 | 50 cm | 8 cm |
| | centrale | 1,630 | 20 cm | 8 cm |
| 5 | incastro | 2,460 | 80 cm | 8÷12cm |
| | centrale | 2,460 | 20 cm | 8÷12 cm (10,7) |

Tab. 2 - Caratteristiche geometriche delle sezioni delle travi

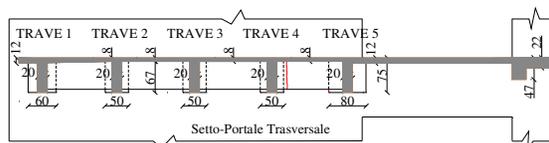
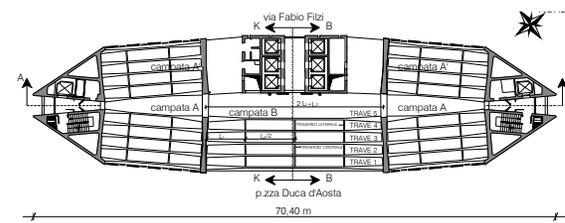


Fig. 2 - Pianta dell’impalcato tipo del palazzo Pirelli

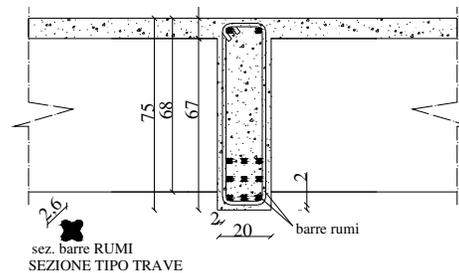


Fig. 3 - Sezione tipo mezzaria travi

Per quanto riguarda la struttura verticale, molto suggestiva appare la conformazione degli elementi di scarico, costituiti da quattro semi-punte triangolari e da 4 “pilastri-parete”, di rigidità paragonabile a quella delle punte.

Appare evidente nella concezione di Nervi, la volontà di concretizzare una struttura verticale per la torre, rispondente alle esigenze di soddisfare la richiesta di grandi luci libere e, contemporaneamente, di una adeguata capacità resistente alle azioni orizzontali. Non meno suggestiva è la sommità dell’edificio, caratterizzata da uno spazio a doppia altezza, il

terrazzo panoramico, sul quale si stacca la sottile copertura piana in c.a. (Fig. 4).



Figura 4 – Piano 31° e copertura con il piano carrello

Per quanto riguarda i corpi bassi, di particolare suggestione strutturale è la soluzione con portali incrociati delle Sale Consiliari e dell'Auditorium, poste in corrispondenza della "collina" (parte interrata-rialzata lato Duca d'Aosta).

2 - GLI EFFETTI DELL'INCIDENTE SULLE STRUTTURE DELL'IMPALCATO

Dall'esame dello stato fessurativo e deformativo (Fig. 5 e Fig. 6) si sono evidenziati danni significativi nelle strutture degli impalcati in c.a. al 26° e 27° piano [3, e 4].

Il carico impulsivo, generatosi con l'incidente, ha provocato un notevole imbarcamento (verso il basso) della campata centrale dell'impalcato del 26° piano, con frecce di valore anche di 25 cm, e l'incaricamento verso l'alto della soprastante campata del 27° piano, con spostamenti residui di valore superiore ai 6-7 cm.

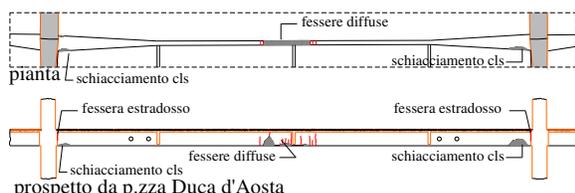


Fig. 5 – Stato fessurativo della trave n° 5

Le caratteristiche dei danneggiamenti riscontrati evidenziano, chiaramente, che per l'impalcato del 27° piano gli effetti sono riconducibili ad una sovrappressione orientata verso l'alto.

Infatti, lo stato di fessurazione delle sezioni di mezzeria, per effetto di momenti negativi, era caratterizzato da fessure all'estradosso e da schiacciamento del calcestruzzo all'intradosso con, addirittura, un'evidente manifestazione di instabilizzazione delle barre più esterne di intradosso per la trave n° 5 (Fig. 7 sx).

Così pure, nelle sezioni d'incastro (per effetto di momenti positivi), le fessure all'intradosso, seppure meno rilevanti, permettevano di identificare senza equivoci lo stato di sollecitazione "invertito", rispetto a quello prodotto dai carichi abituali (che sono orientati verso il basso).



Fig. 6 – Deformazioni delle strutture orizzontali (stralcio Sez. B-B di Fig. 1.3)

Viceversa, lo stato di danneggiamento dell'impalcato del 26° piano, evidenziatosi con deformazioni verso il basso, e da fessure, da momento negativo all'estradosso degli incastri, e da momento positivo all'intradosso delle sezioni prossime alla mezzeria (Fig. 7 dx),⁵ possono leggersi come effetto di una sovrappressione verso il basso, applicata sulla superficie del piano stesso, nella zona dove è entrato il velivolo. Va però precisato che, le sollecitazioni di momento negativo, in corrispondenza degli incastri, per effetto dell'esplosione, non sono stati tali da determinare stati fessurativi evidenti.

Infatti, i riscontri eseguiti dopo l'incidente e i primi rilievi effettuati nel periodo fra ottobre e dicembre del 2002, avevano evidenziato solo un leggero schiacciamento del calcestruzzo all'intradosso delle sezioni di incastro.

Nei primi giorni di gennaio 2003, successivi rilievi hanno evidenziato la formazione di una fessura di estradosso, con caratteristiche di ampiezza elevata (6 mm), che interessava la sezione di incastro di tutte le travi della campata B (Fig. 9).



Fig. 7 - Esempi di danneggiamenti alle strutture in mezzeria delle travi, impalcato del 27° piano e 26° piano

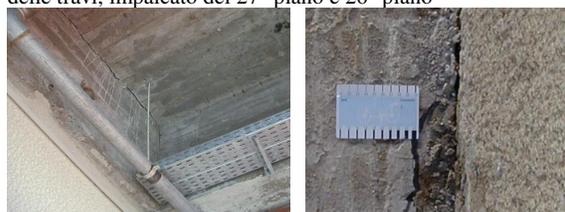


Fig. 8 - Impalcato del 26° piano: Fessura all'incastro delle travi di estradosso

Tale circostanza consente di sviluppare alcune importanti considerazioni. La prima è che le sollecitazioni a momento negativo nelle sezioni di incastro, indotte dai carichi dovuti all'incidente, non sono state tali da determinare uno stato fessurativo, nonostante i livelli di danneggiamento raggiunti nelle sezioni di mezzeria.

⁵ Molto probabilmente anche per la trazione, conseguente all'effetto del fune, dato il regime di grandi spostamenti/deformazioni riscontrato.

La seconda è che a determinare la fessurazione agli incastri non può essere stata una azione di tipo statico (non, cioè, una semplice variazione di carico).⁶ È plausibile, invece, che tale fessurazione sia stata la diminuzione di temperatura che ha interessato le strutture, direttamente esposte all'esterno per effetto dello squarcio della facciata. Anche sulla base di tali ulteriori considerazioni si può evidenziare, ancora di più, il carattere impulsivo del carico, dovuto all'incidente e il ruolo che ha assunto il comportamento dinamico delle strutture. Infatti, le caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi [3 e 4] e di vincolo agli estremi (praticamente incastrati) sono tali che, per qualsiasi tipo di carico (dall'uniformemente distribuito al concentrato in mezzzeria), se pensato con carattere quasi statico, la formazione delle plasticizzazioni (cerniere) avviene prima agli incastri. Nella evidenza dei danneggiamenti, invece, si sono avute solo plasticizzazioni in corrispondenza della mezzzeria.

Tale circostanza è compatibile con un carattere del carico in mezzzeria di tipo impulsivo e localizzato a cavallo della mezzzeria. In tal senso, le analisi svolte in [5], in regime di elasticità non lineare, danno ragione di una tale interpretazione. Rimandando a tale studio per gli eventuali approfondimenti, in questa sede ci si limita a presentare i principi di progetto del risanamento e del rinforzo, mediante cavi post-tesi esterni alle travi.

3. - OBIETTIVI DEL RESTAURO

La strategia del risanamento strutturale è stata sviluppata in coerenza con il più generale progetto di restauro, che ha riguardato le facciate e gli interni del grattacielo, predisposto dai professionisti incaricati dalla Regione Lombardia con la consapevolezza che il Pirelli è un monumento dell'architettura contemporanea. Infatti, esso è generalmente riconosciuto come una delle espressioni artistiche più significative del secolo scorso, per la sua perfetta integrazione di arte, architettura, ingegneria, tecnologia e sapienza costruttiva. Su questo assunto iniziale si è basata l'intenzione di conservare, fin dove possibile, il valore architettonico e tecnico del monumento.

In quest'ottica, il recupero funzionale non poteva che essere inteso come mezzo per la perpetuazione del monumento e la riaffermazione della sua identità culturale, cosicché il risanamento delle strutture dei due impalcati vulnerati (in particolare quello del 26° piano), non poteva che concretizzarsi senza alcuna demolizione delle strutture originarie.

4 - LA STRATEGIA GENERALE DI RISANAMENTO

4.1 - Risanamento dell'impalcato del 26° piano

Di fronte alla vistosa deformazione del 26° piano nella campata B, in qualsiasi altra situazione non si sarebbe esitato a demolire l'impalcato e a rifarlo. Invece, nell'edificio PONTI-NERVI, proprio per quanto si è detto, premeva conservare quanto più possibile i materiali e le testimonianze dell'epoca, anche per la parte strutturale. Pertanto, come si è già indicato, il progetto si è posto come obiettivo il recupero delle strutture originarie.

Per tale motivo, è stato necessario prevedere, innanzitutto, la rimessa in quota (riallineamento) dell'impalcato del 26°

⁶ Peralto, una variazione di carico sarebbe stata quasi totalmente convogliata dai puntelli ai sottostanti impalcati.

piano, mediante una sua "forzatura", controllata in termini di spostamento, e, successivamente, una volta ricostruite le sezioni danneggiate e sigillate le fessure, si è pensato di restituire l'originaria portanza alle strutture, mediante opportuni sistemi di rinforzo, ottenuti tramite cavi post-tesi esterni alle travi.

In particolare, riprendendo quanto è indicato nel Capitolato Tecnico dei lavori, all'uopo predisposto, l'intervento sulla campata B del 26° piano si è articolato nelle seguenti fasi:

1. sostituzione della puntellazione di sicurezza esistente al di sotto della campata B (posta in opera come salvaguardia dai VV.F subito dopo l'incidente), mediante nuovi puntelli regolabili in posizioni appositamente studiate, al di sotto delle travi, in "accordo" con le posizioni della puntellazione di forza,⁷ la quale ha consentito il sollevamento delle travi della campata. Tale puntellazione è stata estesa al di sotto della soletta in c.a. fra la trave n° 5 e i vani tecnici. Integrazione e controllo dell'efficienza delle puntellazioni esistenti ai due piani sottostanti (24° e 23°) e predisposizione di una nuova puntellazione al piano 22°;⁸
2. rimozione del massetto (e pavimentazione) esistente sulla campata (di circa 7-8 cm di spessore);
3. rimozione completa dei detriti e delle parti danneggiate o posticce di calcestruzzo, specie in corrispondenza delle fessure, provvedendo alla rimozione di tale materiale con un'adeguata apertura delle fessure, soprattutto nella soletta in c.a. fra la trave n. 5 e i vani tecnici;
4. recupero dell'imbarco, mediante contrasto su appositi puntelli di forza, con l'impiego di martinetti idraulici seguendo passo-passo il recupero degli spostamenti, con la regolazione dei puntelli regolabili al 25° piano;
5. demolizione della soletta in c.a., nonché della parte inferiore dei traversi, in corrispondenza delle testate dei cavi di rinforzo, conservando le armature esistenti (eventuale taglio e piegatura provvisoria delle barre), e contemporanea foratura delle nervature delle travi, per il passaggio delle barre d'unione delle testate (nasi) alle travi;
6. demolizione e ricostruzione del calcestruzzo danneggiato in corrispondenza delle sezioni di mezzzeria delle travi 4 e 5, previo taglio del tratto plasticizzato delle armature e loro ripristino, mediante saldatura di spezzoni di barre $\phi 26$ in acciaio FeB44k;
7. esecuzione delle testate dei cavi (nasi), precomprese trasversalmente, mediante barre in acciaio inox passanti nei fori praticati nelle nervature delle travi, e ricostruzione della soletta in c.a. e della parte inferiore dei traversi, in corrispondenza a tali testate;
8. sigillatura delle fessure, mediante resine speciali in pressione/depressione;
9. ricostruzione delle sezioni di calcestruzzo con malte o betoncini speciali, previa passivazione delle armature scoperte;

⁷ Punti di forza realizzati mediante martinetti idraulici.

⁸ La necessità di eseguire una puntellazione su quattro piani ha consentito di ripartire il carico di contrasto dei martinetti per il sollevamento su quattro impalcati, in modo da riportare il carico, per ciascun impalcato, a valori compatibili con le capacità resistenti delle travi.

10. posizionamento dei cavi in acciaio armonico, in guaina in polietilene e ricoprimento in lamierino inossidabile;
11. applicazione del placcaggio in nastri di FRP all'intradosso della soletta in c.a. fra la trave n. 5 e i vani tecnici e all'intradosso delle travi al centro, riprendendo il nastro di FRP predisposto sulla mezzera delle travi all'atto della sistemazione degli apparecchi di deviazione dei cavi;
12. applicazione del tiro dei cavi con martinetto monotrefolo, e rimozione dei puntelli sottostanti;
13. iniezione a rifiuto delle guaine dei cavi;
14. ricostruzione del massetto sulla campata;
15. esecuzione di prove di carico cicliche sulla campata per la sua necessaria asseverazione, sotto ai carichi di progetto.

4.2 - Risanamento dell'impalcato del 27° piano

Merita un breve cenno quanto si è fatto per l'impalcato del 27° piano.

Orbene, tale impalcato, campata B si trovava inarcato verso l'alto a causa dell'esplosione del velivolo, che aveva generato un carico impulsivo verso l'alto.

Infatti, come si è detto, le travi non solo avevano recuperato il loro originario imbarcamento verso il basso dovuto alla viscosità, di circa 3 cm (come si è rilevato quasi uniformemente negli altri impalcati non turbati dall'incidente), ma, addirittura, presentavano un inarcamento verso l'alto, seppure modesto (compreso fra i 3 cm della trave 5 e i circa 1,5 cm della trave 1).

A differenza dell'impalcato del 26° piano, si può pensare che, pur con fessurazioni del calcestruzzo e danneggiamenti delle sezioni, le armature erano rimaste, prevalentemente, in campo elastico, avendosi solo nella sezione di mezzera della trave 5, le tre barre dello strato più esterno di intradosso plasticizzate, per fenomeni di instabilità (Fig. 7).

Peraltro, i riscontri, ottenuti dalle prove di carico eseguite su tale campata B del 27° piano, hanno evidenziato un comportamento meno rigido e meno lineare di quello avutosi per gli impalcati integri (ad esempio, al 28° piano).

Tale circostanza, ha reso necessario un rinforzo, il quale, oltre a costituire un presidio di sicurezza, ha consentito di attribuire un comportamento lievemente più rigido alla struttura. Tale rinforzo è stato ottenuto mediante nastri di FRP, applicati all'intradosso delle travi, in modo da ricostruire in campata un idoneo corrente teso per il servizio usuale. Successive prove di carico cicliche hanno consentito di asseverare l'impalcato per il servizio sotto ai carichi del progetto.

Le procedure seguite per il risanamento e il rinforzo, predisposte senza bisogno di nessuna puntellazione di sicurezza, ripercorrono alcune delle fasi indicate nel precedente paragrafo per il 26° piano. In particolare, per il risanamento e il rinforzo del 27° piano si è operato come segue:

1. rimozione del massetto (e pavimentazione) esistente sulla campata (di circa 7-8 cm di spessore);
2. rimozione completa dei detriti e delle parti danneggiate o posticce del calcestruzzo, specie in corrispondenza delle fessure, provvedendo ad una loro apertura per facilitare la successiva sigillatura;
3. sigillatura delle fessure mediante resine speciali in pressione/depressione;

4. ricostruzione delle sezioni di calcestruzzo con malte o betoncini speciali, laddove si hanno rimozioni di parti strutturali, previa passivazione delle armature scoperte;
5. applicazione del placcaggio in nastri di FRP all'intradosso delle travi in una zona estesa di campata, secondo le tecnologie abituali;
6. ricostruzione del massetto sulla campata (le finiture di pavimento e altro seguiranno in tempi successivi);
7. esecuzione di prove di carico cicliche sulla campata per la sua necessaria asseverazione sotto ai carichi di progetto.

Nel prosieguo si presentano più in dettaglio gli aspetti teorici ed esecutivi degli interventi per il riallineamento delle travi e l'idea progettuale del rinforzo applicato alle travi dell'impalcato del 26° piano.

5 - CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.1 - Caratteristiche dei materiali strutture esistenti

Dai risultati delle prove, eseguite sul calcestruzzo originario, si può ritenere che si tratti di un calcestruzzo paragonabile ad uno di classe C 20/25, ossia con una resistenza caratteristica: $R_{ck}=25 \text{ N/mm}^2$, $f_{ck}\cong 20,5 \text{ N/mm}^2$. Per gli acciai, dalle prove eseguite sulle armature originarie, si può pensare che si tratti di un acciaio del tipo FeB44k [6].

5.2 - Caratteristiche dei materiali utilizzati per il risanamento

I cavi in acciaio armonico del sistema di rinforzo (fornitura TENSACCIAI SpA) sono formati ciascuno da 5 trefoli da 0,6 pollici, con area nominale di $1,39 \text{ cm}^2$ per trefolo, aventi ciascuno un carico di rottura in trazione di 265 kN (cavi in acciaio tipo "super"). Le barre in acciaio inossidabile (fornitura COGNE Acciai Speciali SpA), usate per la precompressione dei "nasi" di ancoraggio dei cavi contro le anime delle travi, sono in acciaio inossidabile duplex con le seguenti caratteristiche: $f_{yk}\geq 700 \text{ N/mm}^2$, $f_{ptk}\geq 800 \text{ N/mm}^2$.

Gli acciai delle restanti carpenterie (piastre, selle, etc.) sono di tipo inossidabile AISI 304. Le malte e i betoncini (fornitura MAPEI SpA) usati per il risanamento delle strutture, prima dell'applicazione della coazione mediante i cavi, hanno le seguenti caratteristiche di resistenza:

- malta autolivellante tissotropica Mapeground BM, resistenza a compressione $R_{mk}>50 \text{ N/mm}^2$;
- betoncino di calcestruzzo speciale Stabilcem SCC, resistenza a compressione $R_{bk}>49 \text{ N/mm}^2$.

6 - MODELLI DI CALCOLO STRUTTURALE

6.1 - Analisi dei carichi

Oltre al peso di volume del calcestruzzo armato, assunto costante di valore $25,00 \text{ kN/m}^3$, per i restanti carichi si assumono i seguenti valori unitari in sostanziale accordo con le norme vigenti [7]:

- permanenti di finiture $1,20 \text{ kN/m}^2$;
- sottofondo e pavimento (tipo linoleum), impianti $0,60 \text{ kN/m}^2$;
- carico variabile d'uso $3,00 \text{ kN/m}^2$.

Per le tre tipologie di travi conseguono, per metro lineare di trave, i carichi (kN/m) riportati nella tabella sottostante (Tab. 3). Il peso proprio delle strutture risulta dell'ordine dei 5 kN/m^2 al massimo, valore invero modesto, in relazione alla luce della campata.

| TRAV. | PESO STRUTTURE | PERMANENTI | | VARIABILE | TOTALE |
|-------|----------------------|----------------------|-----------------------|------------------------|--|
| | (medio) (α) | Massetto (β) | impianti (γ) | variabile (δ) | (α) + (β) + (γ) + (δ) |
| 1 | 8,25 | 1,57 | 0,79 | 3,93 | 14,54 |
| 2-3-4 | 7,67 | 1,96 | 0,98 | 4,89 | 15,50 |
| 5 | 12,37 | 3,06 | 1,53 | 7,65 | 24,61 |

Tab. 3 - Carichi/m trave, (kN/m)

Dall'esame della tabella, si può subito notare il maggiore impegno statico della trave 5 rispetto alle altre travi. Tale maggiore impegno, in termini di carico, si misura con una maggiorazione del carico totale della trave 5, rispetto a quello delle altre travi, con il rapporto $24,61/15,00=1,64$, ossia con una maggiorazione di carico intorno circa a 3/2, di fronte ad una capacità resistente elastica valutata [in 3 e 4] solo circa 1/3 superiore rispetto a quella delle altre travi.

6.2 Analisi elastica delle sollecitazioni

6.2.1 Analisi con modelli semplificati per via manuale

Per quanto riguarda gli schemi di calcolo da considerare per la valutazione delle sollecitazioni delle travi, la loro continuità con le campate laterali e la rigidità dei setti portali, consentono di ipotizzare come vincolo di estremità l'incastro. In tale ipotesi, un primo schema di calcolo teorico è quello di trave perfettamente incastrata. Per una corretta valutazione delle sollecitazioni delle travi è però necessario considerare la presenza della variabilità delle sezioni nei tratti di estremità. Peraltro, l'analisi per via manuale, anche se condotta in forma approssimata, è sempre utile quale prezioso punto di riferimento per la validazione dei risultati ottenuti per via computazionale.

Una prima approssimazione consiste nel ritenere lineare anche la variazione della rigidità EJ (mentre, per la presenza dell'ala superiore, ciò non è del tutto vero).

Una seconda approssimazione, riguardante i carichi, consiste nell'assumere, per il peso proprio della trave, un valore medio costante lungo l'intera sua luce, cioè solo al fine della risoluzione della struttura iperstatica.

Infine, una terza importante approssimazione consiste nel ritenere che le travi siano, come si è detto, perfettamente incastrate agli estremi per la presenza congiunta dei setti-portali e delle campate laterali di continuità. In ambito di tali approssimazioni [3], con riferimento al carico totale medio p, si è ricavato il valore del momento di incastro $M_i = \alpha \cdot p \cdot L^2$, e successivamente, con riferimento però alla reale disposizione dei carichi, si è valutato il momento in campata $M_c = \beta \cdot p \cdot L^2$. Con tale procedura si sono valutati i coefficienti α e β e le caratteristiche di sollecitazione di ciascuna trave (Tab. 4).

| TRAVE | α | β | M_i [kN m] | M_c [kN m] |
|-------|----------|---------|--------------|--------------|
| 1 | 1/11,20 | 1/36,73 | -791 | 245 |
| 2 | 1/11,37 | 1/33,27 | -821 | 280 |
| 3 | 1/11,38 | 1/33,09 | -810 | 278 |
| 4 | 1/11,38 | 1/32,99 | -800 | 276 |
| 5 | 1/11,29 | 1/36,24 | -1264 | 394 |

Tabella 4 – Momenti teorici per effetto dei carichi permanenti e variabili

Il risultato così ottenuto sta a indicare che l'effetto dell'irrigidimento, dovuto all'aumento della larghezza della sezione verso gli incastri, è, rispetto al caso con sezione costante, veramente modesto, poiché si tratta di una variazione limitata e peraltro, ed estesa ai tratti L_1 di trave, pure essi limitati.

6.2.2 - Modelli numerici e confronti con i modelli semplificati

La valutazione delle sollecitazioni può essere ottenuta con l'impiego di modelli numerici che considerano le singole travi o, meglio ancora, l'intero impalcato. La validazione di tali modelli numerici può ottenersi a diversi livelli.

Un primo livello di validazione è stato ottenuto proprio dal confronto fra i risultati teorici "manuali", relativi alle singole travi, e i risultati ottenuti dai modelli numerici che considerassero le singole travi. Un secondo, e più significativo livello di validazione, è stato ottenuto sulla base dei confronti fra i precedenti risultati numerici e quelli ottenibili da un modello spaziale, che consideri l'intera struttura dell'impalcato, messi poi a confronto con quelli delle prove sperimentali eseguite su altri impalcati integri. Nella tabella 5 seguente, sono messi a confronto i valori dei momenti, ottenuti con analisi riferite ai modelli impiegati.

| TRAVE | SEZIONE D'INCASTRO | | | SEZIONE DI MEZZERIA | | |
|-------|--------------------|------------|------------------|---------------------|------------|------------------|
| | MANUALE | | COMPUTAZIONALE | MANUALE | | COMPUTAZIONALE |
| | travi ind. | travi ind. | modello spaziale | travi ind. | travi ind. | modello spaziale |
| 1 | -784 | -718 | -733 | 242 | 260 | 308 |
| 2 | -809 | -785 | -739 | 279 | 296 | 307 |
| 3 | | -770 | -684 | | 299 | 300 |
| 4 | | -765 | -719 | | 289 | 268 |
| 5 | -1275 | -1131 | -671 | 395 | 497 | 272 |

Tab. 5 - Momenti flettenti nelle travi sotto i carichi totali, nelle diverse analisi elastiche

Dall'esame dei risultati, si può notare un buon allineamento dei valori di tali momenti. In particolare, ad esempio, il calcolo manuale e quello computazionale a travi indipendenti, mediando i risultati, hanno un'ottima corrispondenza (per la trave tipo 2-3-4, la somma dei momenti d'incastro e di mezzeria è $809 + 279 = 1088$ e $773 + 295 = 1068$, nei due calcoli, rispettivamente). Il fatto importante nella soluzione spaziale è la drastica riduzione delle sollecitazioni nella trave 5, in relazione ad una certa tendenza ad una redistribuzione delle sollecitazioni in virtù dell'azione efficace dei traversi e della soletta, come era da attendersi.

Tale modello spaziale, è stato assunto quale modello di riferimento per tutte le successive valutazioni, anche per effetto dei positivi riscontri dei confronti numerico-sperimentali, utilizzando, come si è detto, i risultati delle prove di carico eseguite sulle campate B di altri impalcati integri.

7 - RINFORZO DELLE TRAVI MEDIANTE CAVI ESTERNI POST-TESI

7.1 - L'idea progettuale

L'idea progettuale è stata tradotta in pratica tenendo presente che, per realizzarla, era stato necessario risolvere tre ordini di problemi:

- valutazione teorica dell'efficacia della coazione, introdotta nella struttura della campata B, teoricamente formata da travi iperstatiche, ma provenienti da un riallineamento ed una riparazione;

- formazione di un efficace sistema per l'ancoraggio dei cavi, esterni alle anime delle travi, in modo da trasferire la loro forza di compressione alle travi stesse;
- individuazione del tracciato dei cavi e formazione di un apparecchio, per ottenere la deviazione dei cavi in corrispondenza della mezzeria delle travi.

La soluzione di questi problemi, di cui si riferisce nel prosieguo, ha costituito sostanzialmente la messa a punto del progetto di rinforzo.

Innanzitutto, il sistema di applicazione del rinforzo con cavi è stato realizzato con la predisposizione di apparecchi di testata e di deviazione, mediante l'esecuzione di fori nelle travi e posizionamento delle barre attraversanti tali travi; successivamente, si è proceduto al posizionamento dei cavi di acciaio armonico, in guaina inossidabile, posti sui lati di ogni trave nella sua parte centrale (ove la larghezza è costante $b=20$ cm).

La tesatura dei trefoli consente di applicare, in corrispondenza delle testate, un sistema di forze (Fig. 10) equivalente [8] ad una forza assiale N , una forza trasversale V (verso il basso, data l'inclinazione dei cavi), un momento $M=N \cdot y_2$ (data l'eccentricità del cavo rispetto al baricentro della sezione). In corrispondenza e dell'apparecchio di deviazione (deviatore), invece, la tesatura si traduce con una forza trasversale $2 \cdot V$ (verso l'alto).

Per quanto riguarda la scelta del tracciato, oltre agli aspetti statici, nel progetto si è considerato l'esigenza di contenere al minimo la sporgenza del cavo al disotto dell'intradosso della trave. Nelle Figure 9 e 10 sono rappresentati il tracciato scelto e i corrispondenti equivalenti effetti statici applicati alla trave.

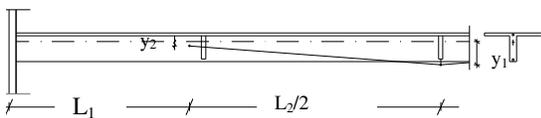


Figura 9 – Tracciato dei cavi

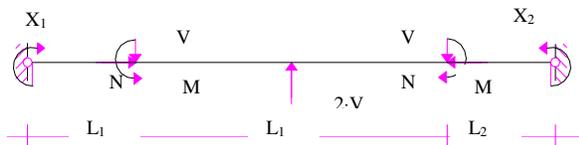


Figura 10 – Schema di calcolo delle iperstatiche a flessione per effetto della tesatura dei cavi

Per la definizione del tiro, si è supposto che la risposta della struttura ripristinata fosse elastica lineare. Con tale ipotesi elastica, il problema si riconduce a valutare la parte della coazione che va "perduta" a causa dell'iperstaticità della struttura.

Poiché gli effetti conseguenti al taglio sono trascurabili, sia come valore della sollecitazione (avendosi modestissime inclinazioni α), sia come deformazioni prodotte (che sono appunto comunemente trascurate nelle travi snelle), l'attenzione va posta unicamente sugli effetti conseguenti al momento flettente e alla forza normale, le cui deformazioni non sono appunto compatibili coi vincoli d'incastro agli estremi. Tali sollecitazioni (Fig. 11), messe in parallelo a quelle prodotte dai carichi, evidenziano l'effetto benefico sulle

sollecitazioni indotte con la post-compressione.

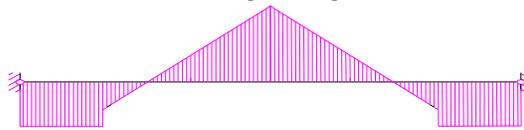


Figura 11 – Sollecitazione flessionale per effetto della tesatura dei cavi (effetto isostatico+effetto iperstatici)

La circostanza che, per le azioni assiali, non è lecito ritenere la trave singola come incastrata alle estremità, e trascurare il comportamento spaziale dell'impalcato, ha trovato poi positivo riscontro nei risultati dei modelli numerici spaziali.

Infatti, la disponibilità di tali modelli spaziali, ha consentito sia di stimare in sede di progetto il tiro nei cavi che di procedere ad una loro calibratura, in relazione appunto al reale comportamento della struttura nella fase di tesatura.

Nella modellazione numerica, invece di far riferimento agli equivalenti effetti statici, si è preferito introdurre i cavi con il loro reale tracciato, mediante l'impiego di elementi finiti tipo "cable", ai quali è stata applicata una pretensione pari al tiro voluto (Fig. 12).

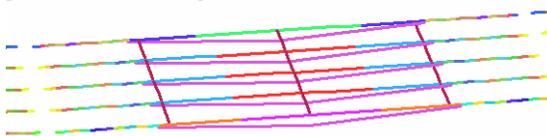


Fig. 12 – Modello numerico globale con elementi cable

Per quanto riguarda il progetto del tiro, si sono considerate le sollecitazioni totali indotte dai carichi, permanenti e variabili, e dal tiro dei cavi.

In particolare, i valori di tesatura sono stati definiti, fondamentalmente, con riferimento all'obiettivo di avere nella sezione di mezzeria uno stato di sollecitazione flessionale complessivo praticamente nullo, in presenza dei carichi permanenti e di una frazione dei variabili (1/3), verificando inoltre che la tesatura in presenza del carico minimo e del carico massimo abbia a comportare sollecitazioni compatibili con le capacità resistenti delle sezioni delle travi.

Per quanto riguarda la fase di esecuzione della tesatura, in sede di progetto è stato previsto un sistema di monitoraggio delle deformazioni e delle curvature conseguenti a tale fase. Attraverso il confronto fra il comportamento letto sperimentalmente con il monitoraggio, e il comportamento numerico in ipotesi elastico-lineare, si è evidenziata una conferma della validità dell'ipotesi elastica lineare.

Tale circostanza ha permesso di orientare in tempo reale la scelta dei tiri, sulla base di semplici analisi elastiche.

Nelle figura 13 e 14, è riportato un confronto fra gli spostamenti letti in corrispondenza dei traversi (sez. c', m e c), dedotti col modello numerico spaziale e i valori della deformata sperimentale misurata per le travi 2 e 5 nella fase di tesatura, in corrispondente dei tiri di tabella 6.

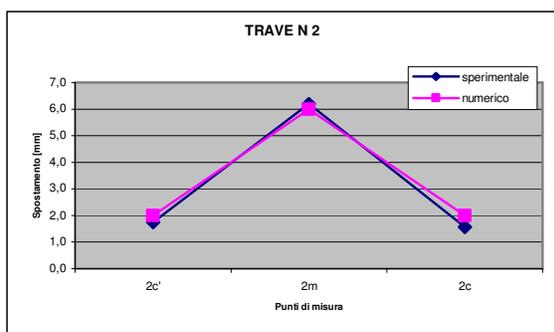


Fig. 13 – Confronto fra le deformate teoriche e sperimentali allo step 11 di tesatura – trave 2

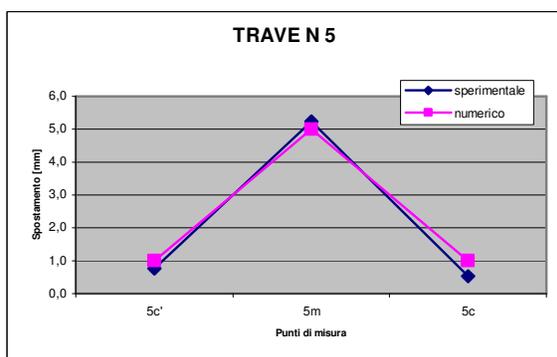


Fig. 14 – Confronto fra le deformate teoriche e sperimentali allo step 11 di tesatura - -trave 5

| TRAVE | TREFOLO TESATO n. | TIRO [Kn] |
|-------|-------------------|-----------|
| 1 | 5 | 24,00 |
| 2 | 5 | 24,60 |
| 3 | 5 | 26,40 |
| 4 | 5 | 28,80 |
| 5 | 5 | 37,80 |

Tab. 6 – Step di tesatura n. 11

Dal confronto dei valori degli spostamenti si deduce la ottima coincidenza fra il comportamento della struttura reale e la previsione numerica.

Sulla base dell'accertata corrispondenza fra il modello numerico e il comportamento della struttura, in tempo reale è stato possibile guidare la tesatura dei cavi e di calibrare al meglio i valori del tiro finale. Nella tabella 7 sono riportati tali valori e i corrispondenti spostamenti indotti sulla struttura.

| TRAVE | TIRO FINALE [kN] | SPOSTAMENTO MEZZERIA [mm] | SPOSTAMENTO TRAVERSI [mm] |
|-------|------------------|---------------------------|---------------------------|
| 1 | 560 | -13 | -4 |
| 2 | 574 | -13 | -4 |
| 3 | 616 | -12 | -3 |
| 4 | 637 | -11 | -3 |
| 5 | 845 | -9 | -2 |

Nella figura successiva (Fig. 15) sono riportati i valori delle sollecitazioni massime indotte dalla tesatura e dai carichi, permanenti e variabili, che interessano la struttura dell'impalcato nella combinazione di massimo carico.

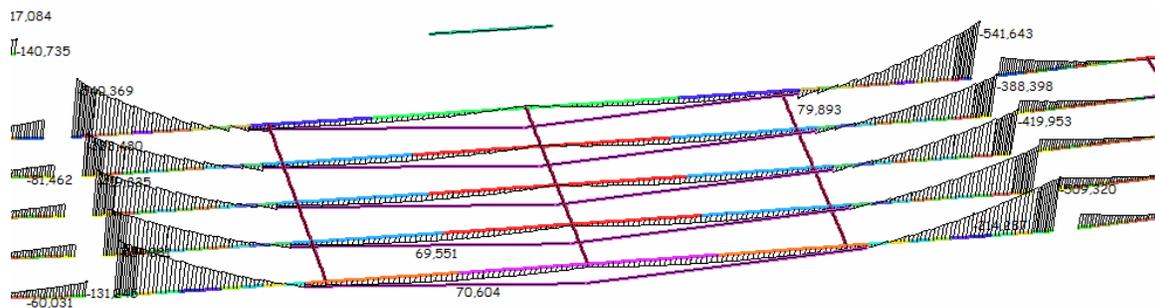


Fig. 15 – Momento flettente (in kN m) per effetto del tiro dei cavi + carichi permanenti e variabili

Come si può osservare dai valori degli spostamenti di tabella 7 e dai grafici delle sollecitazioni da momento, con l'applicazione del tiro finale ai cavi si sono concretizzati i seguenti tre importanti risultati:

- la riduzione dei momenti negativi agli incastri;
- la riduzione del momento a valori praticamente nulli per tutto il tratto in campata compresa fra i traversi laterali;
- il recupero sufficientemente uniforme degli spostamenti delle sezioni di mezzeria (compreso fra 13 mm della trave 1 e i 9 mm della trave 5).

7.2 – Il sistema di ancoraggio dei cavi “nasi”

L'idea progettuale si fonda sulla possibilità di dotare l'anima delle travi di opportune “escrescenze”, alle quali ancorare i cavi. Il meccanismo di funzionamento, per il trasferimento della forza di tesatura all'anima della trave, viene realizzato costituendo un “monolitismo” artificiale, attraverso una serraggio ottenuto mediante delle barre messe in tiro.

Nella figura 16, sono riportate le caratteristiche del sistema di trasferimento (“nasi”) della coazione, indotta dalla te-

saturo dei cavi alle travi. Il problema, di carattere locale, è praticamente quello che si manifesta nelle travi armate con cavi esterni post-tesi, per le quali si tratta appunto di trasferire alle travi, in particolare alle loro anime, il tiro dei cavi posti all'esterno.

Perciò, le anime delle travi devono essere dotate di opportune "escrescenze", che possiamo dire "nasi", ai quali ancorare i cavi. Il problema è quindi rimandato a realizzare il monolitismo di tali nasi con le anime delle travi esistenti (Fig. 16).

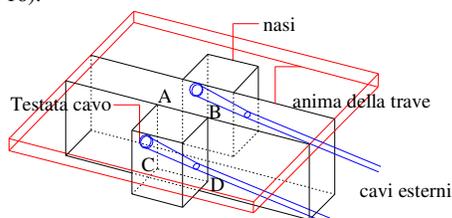


Figura 16 – Ancoraggio testate

Tale monolitismo è stato ottenuto nel caso del Pirelli attraversando la sezione ABCD di contatto di ogni naso con l'anima della trave, mediante 8 barre messe in post-tensione, in modo da generare in tale sezione uno stato preventivo di compressione, e mai decompresso da nessuna possibile situazione di sollecitazione. Le barre, di 30 mm di diametro, sono in acciaio inossidabile INOX con uno snervamento caratteristico $f_{yk,02} \geq 700 \text{ N/mm}^2$. Esse sono alloggiare in fori di 36 mm di diametro, praticati nell'anima della trave, e successivamente sigillati con malta speciale dopo la messa in tiro delle barre (Fig. 17 e 18).

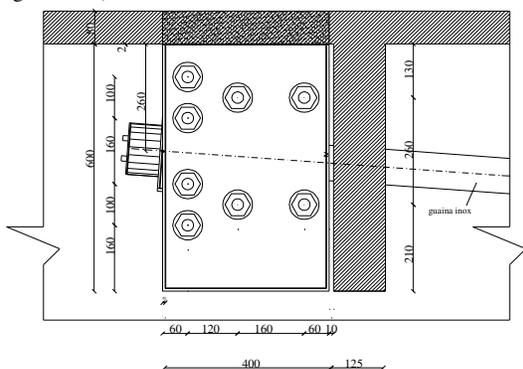


Figura 17 – Geometria del sistema d'ancoraggio

Il betonino utilizzato nei "nasi" è del tipo Stabilcem, caratterizzato da una buona lavorabilità e, soprattutto, con caratteristiche controllate di ritiro e viscosità. Il getto di tale calcestruzzo è stato effettuato entro appositi casseri a perdere, in lamiera di acciaio inossidabile AISI 304, avente uno spessore di 3 mm.

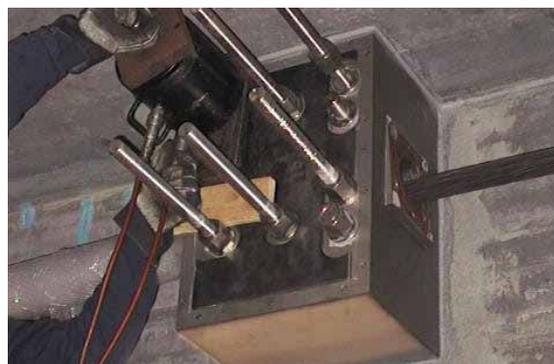


Fig. 18 - Fase esecutiva per il posizionamento delle "scatole" e dei trefoli e tesatura delle barre

7.3 – Il sistema di deviazione dei cavi: il "deviatore"

Per il sistema di deviazione del tracciato dei cavi di trasferimento della forza di sostentamento $2V$, in mezzeria delle travi, si sono studiate più possibilità.

Come si può osservare dall'esame degli schemi della figura 19, volendo realizzare la deviazione dei cavi mediante un apparecchio metallico (naturalmente tutto in acciaio inossidabile, con la relativa bulloneria), si presentavano due possibilità, che potremmo chiamare rispettivamente l' "albero" e l' "altalena", entrambe costituite da due "tralicci" resistenti, messi sui due fianchi del traverso, che vi passa in mezzo. Tra le due soluzioni, anche se essa è forse più "tortuosa" nel trasferire i carichi, si è preferita la soluzione b), ad altalena, in quanto nei punti di contatto C dei puntoni contro l'anima della trave, le compressioni vengono trasmesse alla trave ortogonalmente all'anima (e quindi in modo garantito), mentre invece il trasferimento avviene obliquamente nell'albero (e quindi accettabile solo con un'apposita organizzazione delle superfici dell'anima, come è segnato in figura, cosa che avrebbe però intaccato le originarie strutture del progetto PONTI-NERVI).

Anche l'aspetto estetico, considerato con molto riguardo dai progettisti architettonici, ha fatto decidere per la soluzione b).

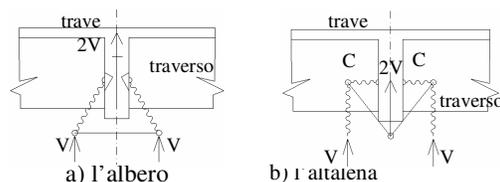


Fig. 19 - Possibilità di trasferimento dei carichi V dal "punto" di deviazione dei cavi alla trave ($2V=2P\text{sen}\alpha$)

La pratica costituzione dell'apparecchio è rappresentata nelle successive figure 20 e 21, ove le "aste" del traliccio resistente sono materializzate da lamiere saldate su due piastre trasversali alla trave, chiamate piastre-coltello.

Tali lamiere, che materializzano le aste del traliccio, nella parte superiore dell'apparecchio non possono essere passanti, poiché incontrerebbero l'anima del traverso e, quindi, si limitano ad essere spezzoni di lamiera saldati alle piastre-coltello. Tutta la carpenteria ora descritta è in acciaio inossidabile AISI 304.

