

UNIVERSIDAD SAN PEDRO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL



“Optimización del diseño estructural de una vivienda unifamiliar de 3 pisos en la provincia de Sullana - Piura”

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Autor

Rojas Arrese, Jesé Saul

Asesor

Flores Reyes, Gumercindo

Chimbote – Perú

2020

PALABRA CLAVE

Tema	Viviendas
Especialidad	Diseño Estructural

KEYWORDS

Theme	Households
Specialty	Structural Design

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Área	Ingeniería Tecnológica
Sub- área	Ingeniería civil
Disciplina	Ingeniería civil

**“Optimización del diseño estructural de una vivienda
unifamiliar de 3 pisos en la provincia de Sullana - Piura”**

RESUMEN

La finalidad del proyecto de tesis presentado se basa en realizar un análisis comparativo estructural para una vivienda de tres pisos en la provincia de Sullana, en base a dos sistemas estructurales muy usados en nuestro país (sistema de pórticos y sistema de albañilería confinada) que permita determinar la mejor opción de construcción para la vivienda en dicha zona. La arquitectura se realizó en base a los requerimientos del propietario del inmueble buscando optimizar costos y asegurando una estructura sismoresistente; en este contexto el investigador ve la necesidad de desarrollar un diseño que cumpla con todos los requerimientos del RNE, que garantice la durabilidad, economía y seguridad en su diseño.

En la realización del estudio, primero se establece la filosofía sismoresistente que rige el diseño de las edificaciones en el Perú, para posteriormente a partir de una misma arquitectura definir la configuración estructural en ambos sistemas. Posteriormente se especifican las cargas actuantes y se calculó el cortante basal a ser aplicado. Con la ayuda de SOFTWARE (ETABS, SAFE), se realizó la modelación y se procede al diseño de vigas, columnas, losas, muros, cimentación y se llevan a los planos estructurales.

Por último, se realizó un análisis comparativo estructural entre ambos sistemas estudiados, para determinar qué sistema se comporta mejor ante una ocurrencia sísmica. De esta manera, con el desarrollo de la siguiente investigación se pretende proporcionar un diseño y modelo eficaz en beneficio de la población Sullanense y como precedente para posteriores investigaciones afines.

ABSTRACT

The purpose of the thesis project presented was to carry out a structural comparative analysis for a three-story house in the province of Sullana, based on two structural systems widely used in our country (porch system and confined masonry system) that allows determining the best construction option for housing in that area. The architecture was made based on the requirements of the property owner, seeking to optimize costs and ensuring an earthquake resistant structure; In this context, the researcher sees the need to develop a design that meets all RNE requirements, which guarantees durability, economy and safety in its design.

In carrying out the study, the earthquake-resistant philosophy that governs the design of buildings in Peru is first established, and later, from the same architecture, define the structural configuration in both systems. Subsequently, the acting loads are specified and the basal shear to be applied was calculated. With the help of SOFTWARE (ETABS, SAFE), the modeling was carried out and the design of beams, columns, slabs, walls, foundations was carried out and they were taken to the structural plans.

Finally, a structural comparative analysis was carried out between both systems studied, to determine which of the two systems has better behavior in the event of a seismic event. In this way, with the development of the following research it is intended to provide an effective design and model for the benefit of the Sullanense population and as a precedent for subsequent related research.

INDICE

PALABRA CLAVE	i
TITULO	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT.....	iv
INDICE	v
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. METODOLOGÍA	51
III. RESULTADOS	55
IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN.....	126
V. CONCLUSIONES	128
VI. RECOMENDACIONES	130
VII. AGRADECIMIENTO.....	131
VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	132
IX. ANEXOS Y APÉNDICES	135

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla N°01.- Alturas usuales en aligerados.....	22
Tabla N°02.- Fuerzas internas en columnas de confinamiento.....	41
Tabla N°03.- Pesos por niveles de la edificación.....	65
Tabla N°04.- Centro de masa y rigidez.....	67
Tabla N°05.- Parámetros para el análisis.....	68
Tabla N°06.- Espectros de diseño.....	69
Tabla N°07.- Verificación de irregularidades por piso blando en XX	72
Tabla N°08.- Verificación de irregularidad torsional en XX.....	72
Tabla N°09.- Verificación de irregularidades por piso blando en YY	73
Tabla N°10.- Verificación de irregularidad torsional en YY.....	74
Tabla N°11.- Obtención de derivas	75
Tabla N°12.- Factor de escalamiento.....	76
Tabla N°13.- Análisis de pórtico 2 para vigas, primer nivel.....	78
Tabla N°14.- Análisis de pórtico 2 para vigas, segundo nivel	79
Tabla N°15.- Análisis de pórtico 2 para vigas, tercer nivel	80
Tabla N°16.- Análisis de pórtico C para vigas, primer nivel.....	81
Tabla N°17.- Análisis de pórtico C para vigas, segundo nivel.....	82
Tabla N°18.- Análisis de pórtico C para vigas, tercer nivel	83
Tabla N°19.- Cargas en cimentaciones.....	90
Tabla N°20.- Datos para el análisis de la albañilería.....	104
Tabla N°21.- Parámetros de diseño.....	105
Tabla N°22.- Espectro de diseño.....	106
Tabla N°23.- Factor de escalamiento albañilería	107
Tabla N°24.- Factor de masa participativa.....	107

Tabla N°25.- Análisis dinámico.....	108
Tabla N°26.- Fuerza cortante mínima.....	108
Tabla N°27.- Desplazamientos máximos en XX.....	109
Tabla N°28.- Desplazamientos máximos en YY.....	109
Tabla N°29.- Verificación de densidad de muros.....	109
Tabla N°30.- Diseño de muros por cargas de gravedad.....	110
Tabla N°31.- Diseño de muros por fisuración.....	111
Tabla N°32.- Diseño por resistencia.....	112
Tabla N°33.- Diseño de columnas de confinamiento.....	113
Tabla N°34.- Diseño de refuerzo longitudinal.....	114
Tabla N°35.- Diseño de estribos.....	115
Tabla N°36.- Predimensionamiento de la cimentación.....	116

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura N°01.- Representación de sistema de pórticos.....	18
Figura N°02.- Sistema aporticado.....	19
Figura N°03.- Dirección del aligerado.....	21
Figura N°04.- Detalle de losa aligerada.....	22
Figura N°05.- Vigas principales.....	22
Figura N°06.- Tipos de columnas.....	24
Figura N°07.- Criterios para diseñar columnas.....	24
Figura N°08.- Diseño de escalera.....	25
Figura N°09.- Tipos de cimentación.....	28
Figura N°10.- Zapatas céntrica.....	29
Figura N°11.- Área de punzonamiento en una zapata	29
Figura N°12.- Sección crítica en zapatas	30
Figura N°13.- Zapatas combinadas.....	31
Figura N°14.- Transmisión de cargas en albañilería.....	34
Figura N°15.- Daños en estructuras por suelos colapsables.....	36
Figura N°16.- Sistema de albañilería confinada.....	37
Figura N°17.- Muro portante.....	37
Figura N°18.- Cimentación y columna en albañilería.....	39
Figura N°19.- Muro en albañilería confinada.....	40
Figura N°20.- Distribución de presiones en cimentaciones.....	46
Figura N°21.- Plano de arquitectura.....	53
Figura N°22.- Estructuración y diseño en sistema aporticado.....	54
Figura N°23.- Denominación para columnas.....	55
Figura N°24.- Modelo aporticado en ETABS.....	62
Figura N°25.- Asignación de cargas en ETABS.....	62

Figura N°26.- Períodos fundamentales de vibración.....	63
Figura N°27.- Masa participativa.....	63
Figura N°28.- Asignación de patrones de carga.....	66
Figura N°29.- Asignación del coeficiente de amplificación para el análisis.....	67
Figura N°30.- Centro de masa y rigidez.....	67
Figura N°31.- Espectro de diseño.....	70
Figura N°32.- Verificación de derivas.....	71
Figura N°33.- Corrección del coeficiente de reducción sísmica.....	74
Figura N°34.- Cambio de sección en columnas en XX.....	75
Figura N°35.- Combinación de carga para sismo de diseño.....	77
Figura N°36.- Combinaciones de carga	77
Figura N°37.- Diagrama para diseño de vigas en ETABS.....	84
Figura N°38.- Columna más crítica a diseñar.....	85
Figura N°39.- Combinaciones de carga para diseño.....	86
Figura N°40.- Áreas de acero requeridas para columnas.....	86
Figura N°41.- Diagramas de iteración en columnas.....	87
Figura N°42.- Distribución de acero en columnas.....	88
Figura N°43.- Sección final de columnas.....	89
Figura N°44.- Estructuración en albañilería confinada.....	100
Figura N°45.- Modelado del sistema de albañilería.....	101
Figura N°46.- Modelado de la cimentación.....	117
Figura N°47.- Esfuerzos actuantes en la cimentación.....	118
Figura N°48.- Asentamientos en la cimentación.....	119
Figura N°49.- Detalle de acero en columnas.....	120
Figura N°50.- Frente y fondo de terreno de análisis.....	142
Figura N°51.- Muros perimetrales de viviendas aledañas al terreno en análisis.....	142

I. INTRODUCCIÓN

El crecimiento poblacional en nuestro país en las últimas décadas ha sido considerable, generando en el territorio nacional, la necesidad de las personas de contar con un lugar donde poder establecerse y residir, para desarrollar sus actividades y desempeñarse en la sociedad, haciendo de las viviendas una necesidad básica para el ser humano; en nuestro país los sistemas de construcción más populares para viviendas en zonas urbanas son: la albañilería confinada y el sistema aporticado, donde los muros son las estructuras encargadas de soportar las cargas sísmicas y gravitacionales en el caso de la albañilería confinada; y pórticos, comprendido por vigas y columnas en el caso del sistema aporticado.

El diseño estructural es el conjunto de actividades desarrolladas para medir las características físico-mecánicas de una estructura, de modo tal que se garantice la asimilación de esfuerzos recibidos en las diferentes etapas de su vida útil, sufriendo el menor daño supuesto sin llegar al colapso, es decir un buen desempeño en condiciones de servicio.

Toda obra en construcción es un conjunto de subsistemas que se combinan en forma precisa para cumplir con la función para la que fueron diseñados. Todos estos subsistemas interactúan de tal manera que en el diseño toman en cuenta la relación existente entre ellos y así, logren el objetivo final del diseño estructural, el cual es “optimizar el desempeño del total del sistema”, es decir que la estructura sea segura, económica, funcional y duradera.

Crispieri, A. 2011. Logró idealizar las viviendas sociales construidas en albañilería en la ciudad de Arica, Estudiar la vulnerabilidad sísmica de las viviendas sociales de albañilería reforzada, establecer un diagnóstico sobre los daños que puedan ocurrir en un escenario sísmico “X” teniendo en cuenta las características de la amenaza sísmica y la vulnerabilidad de las construcciones; siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño no experimental, de nivel descriptivo; la cual llegó a las siguientes conclusiones: es necesario destacar que la representatividad de los índices calculados para estimar la

vulnerabilidad de las estructuras de los edificios de los conjuntos habitacionales, pueden verse distorsionada por la calidad de la construcción y en algunos casos, por las modificaciones realizadas a la estructura original por los dueños de las viviendas; los conjuntos habitacionales de la ciudad de Arica, además de presentar una alta vulnerabilidad sísmica por su baja densidad de muros, presentan un riesgo mayor por estar ubicados sobre suelos que contienen una gran cantidad de sales solubles, susceptibles a la lixiviación, lo que puede provocar la socavación de las fundaciones en presencia de humedad; con los antecedentes reunidos, el diagnóstico de la muestra seleccionada de conjuntos de viviendas sociales de albañilería de la ciudad de Arica es bastante desfavorable, ya que el 74.1% (3.326 viviendas) presentan un nivel de daño alto, un 22.6% (1.012 viviendas) un nivel de daño moderado y solo un 3.3% un nivel de daño bajo.

Ochoa, J. (2011). describe los lineamientos generales que se adoptaron para el análisis y diseño de los elementos estructurales de la construcción, Se considera la información presentada como suficiente para conocer los conceptos generales y criterios de diseño que rigieron la bajada de cargas y dimensionamientos estructurales; siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño no experimental, de nivel descriptivo; la cual llegó a la siguiente conclusión: una descripción cualitativa no basta para definir una estructura con todos sus detalles, hace falta conocer de estática, mecánica de materiales, análisis estructural, mecánica de suelos y diseño de elementos de un material dado (acero, concreto armado, madera, etc), que permiten establecer una estructura que cumpla con la definición dada.

Gent, k & Astroza, M. & Giuliano, G (2005). Entregaron una herramienta para determinar la vulnerabilidad sísmica de los edificios de albañilería confinada de tres y cuatro pisos en Chile a través de una calibración del índice de vulnerabilidad de la metodología desarrollada por el G.N.D.T. (gruppo nazionale per la difesa dai terremoti – Italia), llegando a las siguientes conclusiones: de acuerdo a la metodología utilizada, los alcances del presente trabajo están restringidos por la característica de la muestra de edificios con la cual se ha trabajado; por lo anterior, es conveniente tener en cuenta que la aplicación de los resultados obtenidos se limitan a edificaciones con estructuración de muros tipos regular, el resultado obtenido constituye un buen elemento de juicio para evaluar un proyecto de viviendas (sean estas sociales o no) en cuanto a su vulnerabilidad

sísmica, utilizándolo como antecedente para decidir si se deben o no introducirse mejoras y/o modificaciones previo a su construcción, tendientes a hacer del edificio una estructura mas segura desde el punto de vista sísmico; finalmente es conveniente destacar que en este trabajo se ha incorporado el conocimiento y la experiencia sísmica acumulada, en pos de proporcionar elementos de juicio que permitan realizar pronósticos y vaticinios respecto al comportamiento que tendrán los edificios de albañilería confinada ya edificados o por construir, ante la ocurrencia de un sismo de características del terremoto del 3 de marzo de 1985.

Torres, H (2013), desarrolló los siguientes objetivos: comparar las ventajas y desventajas para los sistemas de pórticos de hormigón armado, paredes portantes y Emmedue, en una vivienda unifamiliar, denominada “casa tipo”, describir los procesos constructivos que se requieren para cada uno de los sistemas constructivos planteados en el análisis, plantear conclusiones y recomendaciones, en las cuales se establezcan debilidades y fortalezas de cada uno de los sistemas constructivos analizados; siendo dicha investigación de tipo explorativa, diseño correlacional y nivel descriptivo; la cual llego a las siguientes conclusiones: con los resultados obtenidos en el desarrollo del trabajo, el constructor y promotor inmobiliario tiene una herramienta con la cual puede analizar el sistema constructivo que conviene a sus intereses, y de esta forma adoptar uno de los procesos planteados para ejecutar las viviendas, tomando en cuenta el tiempo, costo y ventajas del mismo, los presupuestos obtenidos para cada uno de los sistemas constructivos analizados, permite determinar el costo de construcción por metro cuadrado para vivienda tipo ejemplo, con lo cual el constructor puede rápidamente proyectar los costos para el proyecto que desee. Los costos por metro cuadrado de construcción obtenidos son; tradicional aporricado = 206.93\$/m² , Paredes portantes = 148.42 \$/m², Emmedue = 259.80 \$/m².

Gomez , W. (2017). Define el software de análisis estructural para edificaciones más indicado para el estudio de los sistemas estructurales, realizar el modelamiento y analizar mediante una comparación la variación de respuesta sísmica y el comportamiento de los

dos sistemas estructurales tanto para pórticos resistentes a momentos versus a muros portantes de una vivienda unifamiliar de dos pisos en una zona sísmica muy alta, realizar el informe de resultados identificando cuál de los dos sistemas estructurales tiene un mejor comportamiento de resistencia sísmica; siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño no experimental, de nivel descriptivo; la cual llego a las siguientes conclusiones: En lo que respecta a la comparación de variación de respuesta sísmica para una zona muy alta en Ecuador los dos tipos de viviendas modelados se concluye que la vivienda de albañilería confinada tiene mayor resistencia sísmica que el de aporticado el cual presenta mayor torsión con relación al de muro portantes.

San Bartolome, A (1994). La albañilería o mampostería es un conjunto de unidades trabadas o adheridas entre si con algun material como mortero de barro o de cemento. Las unidades pueden ser naturales (piedras) o artificiales (adobe, ladrillo, bloques), este sistema fue creado por el hombre a fin de satisfacer sus necesidades, principalmente la creciente demanda urbana. Con esta definición se llega a la conclusión que la albañilería existió desde tiempos prehistóricos y que su forma inicial podría haber sidolos muros hechos de piedra natural trabada o adherida con barro, lo que actualmente se denomina “pirca”, la primera unidad de albañilería artificial, el adobe consistió en una masa amorfa de barro secada al sol, no tenían forma lógica, llegándose a encontrar unidades de forma cónica en lugares y épocas distintas; en Mesopotamia (7000 años de antigüedad) y en huaca Prieta, Peru (5000 años de antigüedad). El adobe fue llevado a horno unos 3000 años a.C en la ciudad de Ur, tercera ciudad mas antigua del mundo (despues de Eridú y Uruk pertenecientes a la cultura Semeria) formándose lo que actualmente se denomina ladrillo de arcilla o cerámico.

Hernández, L. (2012) .Cuyo objetivo fue el análisis y diseño estructural de una edificación de 5 pisos con tanque elevado destinado al uso de viviendas, ubicado en Lima, empleando el sistema de albañilería confinada; siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño no experimental, de nivel descriptivo; la cual llego a las siguiente conclusiones: la disposición de muros de albañilería en la estructura tuvo que ajustarse a

la geometría en planta para no generar radio de torsión ante la posible ocurrencia de un sismo. La simetría es esencial para la efectividad del edificio en cuanto a costo y comportamiento sísmico; la actual construcción informal que nos rodea actualmente, tiende a realizar alfeizares y tabiques de albañilería sin elementos de arriostre (columnetas y vigas soleras). Al realizar el cálculo estructural por carga sísmica perpendicular al plano en esta tesis, queda comprobada la importancia de arriostramiento como fuente vital de la resistencia de estos elementos; la losa de cimentación calculada por el programa SAFE representa la mejor postura, pues incluye en el modelo a las uñas de concreto, el acero total calculado es superior en 10% al calculado por el SAP 2000 ; empero tiene una organización más consecuente al fundamentarse de dos mallas del mismo diámetro e iguales espaciamientos a lo largo de toda el área, mejorando el proceso constructivo en esta etapa.

Municipalidad de Lima (2012). La gerencia de desarrollo urbano, subgerencia de adjudicación y saneamiento legal de tierras de la municipalidad metropolitana de Lima desarrollo este manual, donde expone todos los parámetros y criterios básicos que intervienen para el desempeño y buen funcionamiento de las estructuras de albañilería, considerando que estamos ubicados en una zona altamente sísmica, motivo por el cual las viviendas construidas sin la debida asistencia técnica, sufren daños que atentan contra el bienestar de nuestra familia y comunidad, además propone algunas soluciones para reparar las pequeñas fallas que presente una estructura de albañilería y la importancia de constar con asistencia de un profesional, ingeniero civil o arquitecto.

Pari, S. & Manchego, J. (2017). presentan los parámetros mecánicos de la albañilería mediante ensayos en prismas de albañilería; construyeron curvas de capacidad (fuerza vs desplazamiento) de muros de albañilería a través de ensayos cuasi- estáticos y determinan estados límites de deterioro; miden la respuesta de los muros bajo cargas cíclicas en términos de resistencia, rigidez, capacidad de deformación y disipación de energía; miden la técnica de reforzamiento para muros de albañilería con malla de acero corrugado; siendo dicha investigación de tipo aplicada, diseño experimental de nivel cuasi – experimental; la cual llego a las siguientes conclusiones: las unidades estudiadas, denominadas huecas, mostraron un defecto muy frágil (aplastamiento) en los ensayos de carga axial en pilas,

por ello no es recomendable usarlos como elementos estructurales sometidos a grandes esfuerzos de compresión, tal como lo indica la norma E. 070. La resistencia a compresión de unidades (f_b) fue de 12.30 MPA y el mortero, con una proporción en volumen 1:4 (cemento:arena), alcanzó una resistencia (f_j) de 16.50 MPA; para los muros estudiados bajo carga lateral y vertical (MQ1, MQ2 y MQ3), la falla se controló por corte, con la aparición de grietas diagonales en forma de X, en promedio, la resistencia a tensión por flexión fue alcanzada para un drift de 0.04% y una carga lateral de 105 KN, asociados a una disminución del 16% de su rigidez inicial. La resistencia máxima se presentó para un drift de 0.47% una carga lateral de 340 KN y asociado a una disminución del 83% de su rigidez inicial.

Busso, H. & Jorge, Y. (2015). Determina el desempeño sísmico de una construcción de cinco pisos usando un análisis no lineal estático, determinar la posible secuencia de daños en la estructura sometida bajo cargas sísmicas similares a las aplicadas en la técnica Pushover; siendo dicho estudio de tipo descriptivo, diseño no experimental, de nivel descriptiva; la cual llegó a las siguientes conclusiones: el estereotipo analizado con muros de albañilería confinada fabricados artesanalmente en la ciudad de Huancavelica tendrían los siguientes desempeños: 1) ante sismos de servicio o frecuentes, se agrieta, incursionando así en rango inelástico; deduciendo que no cumple con los objetivos de desempeño; 2) la ductilidad resultante para estas edificaciones es la mitad de lo que se obtiene para modelos coincidentes con las especificaciones del RNE (NTE 070 y NTE 030) estas construcciones, están de pie porque no soportan cargas de gravedad, el mecanismo de colapso de la edificación en análisis, es concordante con la NTE 070 debido a que las primeras roturas plásticas aparecen en los muros del primer piso, tal como la normativa considera para su diseño, es decir considera que los muros del primer piso se agrietan para posteriormente diseñar por el método de resistencia.

Escamilo, J (2017). Efectúa el análisis estructural, diseñando los elementos de acuerdo a la norma técnica E 070 y E 060, verifica modos de falla en los muros; siendo dicho proyecto de tipo descriptivo – aplicativo, diseño no experimental de nivel descriptivo; la cual llegó a las siguientes conclusiones: el diseño arquitectónico debe ser simétrico y sencillo, para minimizar la demanda en los muros (cortante y momento) en este tipo de

estructuras, se deberá proponer una densidad de muros de al menos 30% mayor que la densidad mínima requerida en el reglamento (E 070), los elementos de concreto armado (vigas y placas), se diseñaron para que trabajen como primera línea de disipación de energía, debido a que poseen mayor ductilidad que los elementos de albañilería.

Ccoa, E & Apaza, P (2017). Determina la capacidad de soporte del terreno donde se construirá el edificio, evalúa y compara la eficiencia del sistema estructural para la construcción del edificio de acuerdo a normativa vigente, identifica el sistema más óptimo para la realización del proyecto en el distrito de Santa Lucía ; siendo dicha tesis de tipo comparativa, diseño no experimental, de nivel descriptiva; la cual llegó a las siguientes conclusiones: económicamente existe una variación del 3.82% que equivale a 19,176.97 nuevos soles, de diferencia entre dichos sistemas; se corrobora que el sistema de albañilería confinada es más económico y por ende óptimo para la construcción de la estructura, cumpliendo con los requerimientos de la Norma E.030 y por otro lado, el sistema de concreto armado es ligeramente más costoso; concluyendo que para edificios importantes de categoría A y en una zona sísmica de tipo 3, es posible construir edificaciones en el sistema de albañilería confinada, teniendo un buen comportamiento sísmico y por ser más económico que el sistema de concreto armado.

Cáceres, E. (2017). Identifica el sistema constructivo más económico, por medio de una comparación de costos unitarios, analiza el desempeño de ambos sistemas estructurales (albañilería estructural y muros de concreto armado) para la arquitectura propuesta, realiza un cuadro comparativo con las características más resaltantes de ambos tipos de edificación propuestos; siendo dicha tesis de tipo comparativa, diseño no experimental, de nivel descriptiva; la cual llegó a las siguientes conclusiones: en el caso de muros de ductilidad limitada se tendrá un ahorro en tiempo y mano de obra respecto a la de muros de albañilería confinada, debido a la gran flexibilidad en el proceso constructivo que este modelo ofrece, a diferencia de la albañilería, este modelo puede habilitarse fuera del área de construcción, igualmente los encofrados, lo que permite tener mayor espacio y reducir la mano de obra considerablemente, el Costo Directo Total en el sistema de MDL es de S/. 407,375.41 mientras que para AC es de S/. 464,515.57 es decir el Costo Directo Promedio del m² de construcción del cascarón estructural incluyendo la cimentación es

de S/. 487.87 para el sistema de MDL, y de S/. 556.31 para el de AC. Entonces se concluye que el metro cuadrado en cascarón estructural del sistema de AC es 12.30 % mayor al sistema de MDL.

La presente investigación se justifica debido a que, tomando como caso representativo la urbanización Enrique López Albújar I etapa, podríamos decir que esta zona es típica de la ciudad, que se inició con pequeños módulos, que constaban de una habitación, y un baño, y que en los últimos 20 años han sido ampliadas a lo largo y alto; todas ellas construidas de forma empírica (sin diseño, sin planos, sin asesoría profesional, y con pésimos procedimientos constructivos), lo que ha implicado que presenten varias fallas estructurales en sus elementos.

Por tal motivo, el propósito de esta investigación fue evaluar un diseño estructural que cumpla las solicitaciones de diseño sismo-resistente de la norma E – 030, como es el caso de una vivienda unifamiliar de tres pisos, clasificada por su uso e importancia como categoría de edificaciones comunes; por lo que el proyecto sería viable para dar solución a tantas fallas que se dan en este tipo de estructuras.

El beneficio social que lograría el desarrollo de esta investigación serían construcciones confiables, resistentes y económicas, que corregirían el déficit de estas viviendas al alcance de toda la población. En el conocimiento, busca dejar como aporte y preámbulo de investigación, para incentivar a más profesionales y personal calificado a abordar y prestar la debida importancia a estos sistemas estructurales que son tan utilizados en nuestro medio.

La realidad problemática para la elaboración del presente proyecto fue la siguiente: En los últimos 30 años el crecimiento de viviendas populares e informales han distorsionado la forma de trabajar las construcciones de tipo común (viviendas); como es conocido, el Perú está situado dentro de una zona de frecuente actividad sísmica, lo que debe conllevar a los profesionales dedicados a la rama de la construcción a desarrollar diseños

estructurales y construcciones que puedan ser capaces de soportar sismos severos, garantizando una estructura capaz de evitar tanto pérdidas económicas como también víctimas mortales. Los recientes terremotos ocurridos en nuestro país (Nazca 1996, Arequipa y Moquegua 2001, Tacna 2001, Pisco e Ica 2007) dejaron daños importantes en estructura y en pérdidas humanas, razón por la cual se debe prestar mayor atención al análisis y diseño de estas estructuras pues son las más comunes en nuestro país. En caso de la albañilería confinada, mucho se piensa equivocadamente, que las columnas y vigas de concreto armado son más importantes que el muro de albañilería, tan es así que se usan ladrillo pandereta y huecos para muros portantes que resisten carga vertical y de sismo.

Según el instituto nacional de estadística e informática (INEI) existen aproximadamente 8 millones de viviendas particulares en el Perú para una población de más de 30 millones de peruanos.

Cada año se tiene previsto un crecimiento poblacional de aproximadamente de 335 mil habitantes, lo que demanda un mayor incremento de viviendas; esta necesidad de contar con una vivienda y el poco presupuesto que maneja el propietario, hacen que busquen lugares inadecuados para establecerse, materiales de mala calidad, construcciones sin asesoría profesional, y procesos constructivos sin supervisión y sin diseño estructural, y en consecuencia construyen estructuras débiles y vulnerables. Muchos lugares de nuestro país están expuestos a peligros naturales como huaycos, inundaciones o terremotos, donde nuestra localidad no es ajena a esta problemática, las edificaciones de viviendas se hacen sin planificación técnica, lo que las hace vulnerables ante un sismo de gran magnitud; cuatro de cada diez viviendas en Sullana son vulnerables pues fueron construidas sin asesoría técnica, así lo afirmó el subgerente de gestión de riesgo y desastres de la Municipalidad de Sullana, Alejandro Silupú. Advirtió que a pesar de estar en una zona sísmica, las construcciones se realizan sin planificación técnica alguna, por parte de un ingeniero civil o un arquitecto. (RPP NOTICIAS 8 de abril 2014).

Es importante conocer estos parámetros para poder decir dónde y cómo diseñar y construir una vivienda, por tal motivo es que nuestra casa, fruto de un gran esfuerzo debe constar de una estructura segura y una arquitectura adecuada a las necesidades de sus habitantes

y proyectadas a un crecimiento futuro; por tal efecto formulamos el siguiente problema de investigación.

El presente trabajo de investigación está dirigido básicamente al análisis estructural comparativo entre dos sistemas estructurales definidos; sistema aporticado y sistema de albañilería confinada, aplicados a una vivienda unifamiliar de tres niveles en la provincia de Sullana.

Por tal efecto formulamos el siguiente problema de investigación:

¿Cual de los dos sistemas estructurales es el más óptimo para el diseño estructural de una vivienda unifamiliar de tres pisos en la provincia de Sullana – Piura?

A continuación se presentan algunos términos necesarios para el desarrollo del proyecto:

- **Sistema estructural:** Es un conjunto de elementos estructurales con la función de transmitir cargas verticales y horizontales al suelo para que la edificación tenga un buen desempeño estático y dinámico. Una estructura puede tener, a su vez, una mezcla de sistemas estructurales.
- **Sistema aporticado:** este sistema es el que utiliza como estructura, una serie de pórticos (columnas y vigas conectados a través de nudos) dispuestos en un mismo sentido, donde se apoyará el techo de la edificación. Es independiente de su arriostramiento, que podrá hacerse con pórticos transversales, pantallas u otros métodos; y del material utilizado, generalmente hormigón o madera. Este sistema es el más utilizado hoy en día en las zonas desarrolladas, especialmente en hormigón desde la patente Domino de Le Corbusier. Los forjados transmiten las cargas a los pilares o muros, y éstos a la cimentación.
- **Sistema de albañilería confinada:** es el conjunto o sistema de construcción formado por muro de ladrillos, reforzado en los extremos por columnas de amarre y en la parte superior por una viga de concreto.
- **Cimentación:** Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales de una edificación cuya misión es transmitir sus cargas o elementos apoyados en ella

al suelo, distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. Existen dos tipos de cimentaciones, cimentaciones superficiales (Cimientos corridos, Zapatas aisladas, Zapatas combinadas, Zapatas conectadas, Losas continuas, emparrillados), y cimentaciones profundas (Pilotes)

- **Cimiento ciclópeo:** Considerada una cimentación superficial, es la combinación de concreto simple en una proporción 1:10 (cemento - hormigón) y 30 % de piedra mediana.
- **Zapatas:** es un tipo de cimentación superficial que puede ser aislada, combinada o conectada que pueden ser empleados en terrenos razonablemente homogéneos y de resistencia a compresión media o alta. Su función es transmitir al terreno las tensiones a que está sometida el resto de la estructura y anclarla.
- **Columnas:** Es un soporte vertical, de forma alargada, que permite sostener el peso de una estructura. Lo habitual es que su sección sea circular: cuando es cuadrangular, recibe el nombre de pilar.
- **Muros portantes:** llamadas así, las paredes de una edificación que poseen rango estructural; es decir, aquellas que soportan otros elementos estructurales del edificio, además de aportar rigidez a la estructura.
- **Columnetas:** Elemento vertical reforzado que se coloca embebido en el muro para resistir las fuerzas horizontales producidas por un sismo.
- **Vigas:** Elemento arquitectónico rígido, generalmente horizontal, proyectado para soportar y transmitir las cargas transversales a que está sometido hacia los elementos de apoyo.
- **Viguetas:** Viga corta, de madera o de hierro, sostenida por las vigas principales o que sirve de unión entre las mismas.
- **Losa aligerada:** Es un techo de concreto armado (compuesto de piedra chancada, arena gruesa, agua, y reforzado con varillas de acero), que para aligerar o alivianar su peso se le colocan ladrillos caracterizados por ser huecos.
- **Escalera:** Es una construcción diseñada para comunicar varios espacios situados a diferentes alturas. Está conformada por escalones (peldaños) y puede disponer de varios tramos separados por descansos, mesetas o rellenos

- **Tabique:** Muro no estructural, para separar y sub-dividir ambientes, generalmente es un elemento fijo que puede ser construido en cualquier parte del interior siempre y cuando no aporte una sobrecarga.
- **Parapeto:** Es un elemento arquitectónico de protección que sirve para evitar la caída al vacío de personas, animales u objetos de un balcón o terraza aunque también se puede encontrar en cualquier otro lugar que presente desniveles entre diferentes planos. También llamado Pretil o Pasamano.
- **Mortero:** Mezcla de diversos materiales, como cal o cemento, arena y agua, que se usa en la construcción para fijar ladrillos y cubrir paredes.
- **Concreto:** Es un material compuesto empleado en construcción, formado esencialmente por un aglomerante al que se añade áridos (agregado), agua, alquitrán y aditivos específicos.
- **Predimensionado:** Conjunto de procedimientos que permiten el cálculo de elementos estructurales de manera sintetizada. El motivo del pre - diseño es el de encontrar magnitudes orientativas en cuanto a dimensiones o características del elemento, que puedan servir para afinar un proceso de diseño que, finalmente, habrá de ser ratificado por un cálculo exhaustivo según la disciplina.
- **Carga viva:** Carga externa movible sobre una estructura que incluye el peso de la misma junto con el mobiliario, equipamiento, personas, etc., que actúa verticalmente, por tanto no incluye la carga eólica. También llamada carga variable.
- **Carga muerta:** Carga vertical aplicada sobre una estructura que incluye el peso de la misma estructura más la de los elementos permanentes. También llamada carga permanente.
- **Cortante basal:** es una Fuerza de Reacción que se presenta en todos los marcos que compongan una estructura y se localiza en su base, esto es donde la columna de acero, concreto o madera se "junta" con el dado de cimentación y sirve para que diseñes las anclas de acero para unir una columna al dado o para proponer tu sección de concreto en la base de una estructura. Permite determinar la fuerza lateral total como consecuencia de las fuerzas inercia que se induce a un sistema de N-grados de libertad, distribuyéndolo posteriormente a lo largo de las diferentes alturas de la estructura.

- **Diafragma:** Pieza estructural rígida que puede soportar el esfuerzo cortante al estar cargado en una dirección paralela a un plano. También llamado tímpano. tímpano: Pieza estructural rígida que puede soportar el esfuerzo cortante al estar cargado en una dirección paralela a un plano.

La operación y conceptualización de la variable está dada de la siguiente manera:

Viviendas

(Gomez L. 2017)

Grupos de unidades o unidades habitacionales, las mismas que conforman un cuerpo estructural, sean estos separados o independientes entre sí, que se encuentran en las juntas sísmicas de otras unidades habitacionales.

Estructura

Es el conjunto de elementos resistentes que colaboran entre sí para soportar fuerzas o cargas manteniendo en todo momento su equilibrio, es decir todas las fuerzas que actúan sobre la estructura se compensan mutuamente. (Delgado, G. 2011 diseño de estructuras aperticadas de concreto armado, 8° ed.)

Diseño estructural

(Morales, R. 2002)

Debe considerarse a la estructura como un conjunto de partes y componentes combinadas ordenadamente para cumplir una función asignada, el proceso de diseño de un sistema, inicia con la preparación de los objetivos que se pretenden alcanzar y de las limitaciones a tener en cuenta. Es un proceso cíclico que inicia de consideraciones generales que se van afinando en aproximaciones sucesivas, a medida que se adquiere mayor información sobre el problema.

La optimización global del conjunto de partes y componentes del sistema es el objeto del diseño estructural, es decir, obtener las mejores soluciones posibles. Poder lograr una

solución óptima absoluta resulta imposible, no obstante, es de utilidad optimizar de acuerdo con determinado criterio, tal como el de peso o costo mínimo; teniendo presente siempre que no existen soluciones únicas sino razonables.

La Norma E-060 (Concreto Armado - Perú), establece en sus disposiciones generales:

- La norma contempla los requerimientos y exigencias mínimas por cumplir en el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, preesforzado y simple.
- Los planos y las especificaciones técnicas del proyecto estructural deberán cumplir con esta Norma.
- Cuando haya discrepancia, lo establecido en esta Norma tiene prioridad con otras normas a las que ella hace referencia.

Los principales criterios a tomar en cuenta para lograr una estructura sismo - resistente son:

Simplicidad y simetría

La experiencia en nuestro país, repetidas veces nos muestra que las estructuras de arquitectura y distribución simple son más fáciles de idealizar y predecir su comportamiento durante un evento sísmico. Considerando Primeramente, nuestra habilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas; segundo, nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complicadas. La simetría de la estructura en dos direcciones es deseable por las mismas razones (evita la presencia de efectos torsionales que pueden ser muy destructivos).

Resistencia y ductilidad

La resistencia sísmica en estructuras debe ser adecuada por lo menos en dos direcciones ortogonales, de tal forma que asegure la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada elemento que la componen. Las cargas deben ser transferidas adecuadamente desde el punto de inicial hasta su punto final de resistencia.

La principal característica de la sollicitación sísmica es su eventualidad; por ello, las fuerzas de sismo se establecen para valores intermedios de la sollicitación, confiriendo a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, debiendo complementarse el saldo otorgándole una adecuada ductilidad (propiedad de algunos elementos para deformarse).

Esto precisa preparar a la estructura para ientrar en una etapa plástica, sin que se llegue al colapso. Otro antecedente primordial a considerar en la concepción de estructura aporticadas, es la ubicación de las rótulas plásticas. El diseño debe apuntar a que estas rótulas se produzcan en los elementos que aporten menos estabilidad a la estructura, razón por la cual es conveniente que se produzcan en las vigas antes que en las columnas.

Uniformidad y continuidad de la estructura

En lo posible, la estructura no debe presentar discontinuidades tanto en planta como en elevación, con elementos que no tengan cambios bruscos en su rigidez, para evitar la concentración de esfuerzos.

Rigidez lateral

Es la capacidad que posee una estructura para oponerse a las deformaciones.

Una estructura rígida tiene la ventaja de no presentar mayores problemas constructivos y no tener que aislar y detallar cuidadosamente los elementos no estructurales, empero poseen la desventaja de no alcanzar ductilidades elevadas y el análisis es más tedioso; en cambio las estructuras flexibles tienen la ventaja de ser más fáciles de analizar y de alcanzar la ductilidad deseada.

Hoy en día es práctica común incluir placas de concreto (muros de corte) en edificios aporticados con la finalidad de combinar elementos rígidos y flexibles; con esto se consigue limitar la flexibilidad del pórtico, menorando las deformaciones, en tanto que el pórtico le confiere la hiperestaticidad al muro, asignándole mayor posibilidad de disipación de energía sísmica.

Existencia de elementos área que permitan considerarlos como Diafragma rígido

Es frecuente considerar como hipótesis básica en los análisis, la presencia de una losa rígida en su plano (diafragma rígido), que permite la conceptualización de la estructura como una sola; donde las fuerzas horizontales aplicadas son distribuidas sobre columnas y placas acorde a su inflexibilidad lateral, teniendo todos estos elementos una misma alteración lateral para un determinado nivel.

Elementos no estructurales

La influencia de los elementos secundarios en una estructura es otro aspecto importante a considerar en una estructuración. Si la estructura se compone básicamente por pórticos (columnas y vigas), con abundante tabiquería, entonces ésta no se podrá obviar en el análisis, pues su rigidez será considerable.

Si la estructura es rígida, estando conformada por placas (muros de corte) y pórticos, existe la probabilidad que la rigidez de las unidades de ladrillo sea más pequeña en comparación con la de elementos de concreto armado; en tal caso, despreciar la tabiquería en el análisis no será tan importante.

Sub-Estructura o cimentación

Para una resistencia sísmica acertada de la sub-estructura se debe obtener un argumento integro de la misma durante un sismo; incluso transmitir adecuadamente las cargas verticales actuantes sobre ella, los siguientes factores deberán ser considerados en el diseño de la cimentación:

- a) Transferir la fuerza cortante basal de estructura al suelo.
- b) Precaución respecto a los momentos de volteo.
- c) Probabilidad de asentamientos diferenciales de los elementos de cimentación.
- d) Licuefacción de suelos.

También es un aspecto fundamental que debe ser tomado en cuenta para el análisis estructural, la posibilidad de giro de la cimentación; normalmente se considera un

empotramiento en la base de las columnas y muros, lo cual no es cierto en la mayoría de los casos.

Mientras más blandos sean los terrenos de cimentación, es mayor la importancia de considerar la posibilidad de giro de la cimentación, ya que afecta desde la determinación del período de vibración, el coeficiente sísmico, la distribución de fuerzas entre placas, pórticos y la distribución de esfuerzos en altura, además del diseño de los diferentes elementos estructurales.

Para predimensionar los elementos estructurales se hicieron uso de las consideraciones antes mencionadas.

Principios de diseño sismorresistente

Toda edificación y cada uno de sus elementos serán diseñados y construidos para garantizar la resistencia a las solicitaciones sísmicas. Considerar los siguientes principios:

- Una estructura no tendría que llegar al colapso, ni causar daños graves a sus habitantes, empero podría presentar daños importantes, producto de movimientos sísmicos calificados como severos de acuerdo al lugar del proyecto.
- La estructura deberá resistir solicitaciones sísmicas calificadas como moderadas de acuerdo al lugar del proyecto, pudiendo presentar daños moderados dentro de los límites permisibles.
- Para edificaciones clasificadas como esenciales se tendrán atenciones especiales orientadas a lograr su operatividad después de un sismo severo.

➤ Sistema estructural aporticado:

(Delgado, G. 2011)

Sistema de Pórticos resistentes a momento, constituido por vigas y columnas de hormigón armado, el cual transfiere las cargas actuantes a la cimentación; se diseñan de forma tal que satisfagan un diseño estructural resistente a las fuerzas sísmicas.

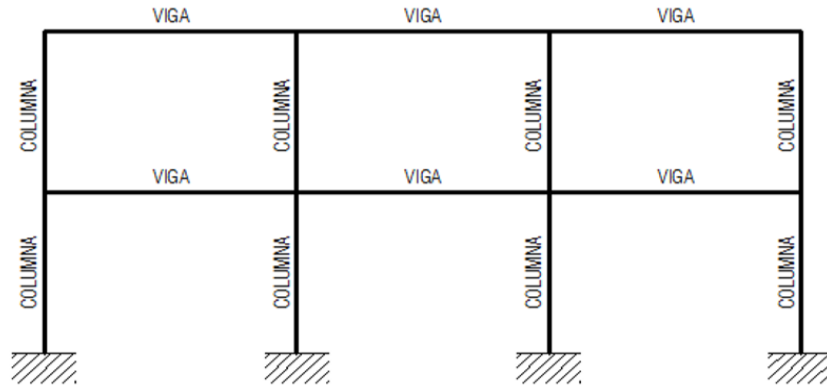


Figura N°01.- Representación de sistema de pórticos.

Fuente: Elaboración propia.

Para un diseño de estructuras aporricadas (columnas y vigas), se consideran los siguientes elementos estructurales:

- a) Losas: aligeradas, macizas, nervadas.
- b) Vigas: principales, secundarias.
- c) Columnas.
- d) Zapatas: aisladas, combinadas.
- e) Muros no portantes.
- f) Cimentación corrida para muros no portantes.

Los cuatro primeros (a,b,c,d) tienen comportamiento estructural, es decir que son las encargadas de soportar el peso de las cargas vivas y muertas. Las dos últimas (e,f) son las encargadas de cerrar los ambientes, no cumplen una función netamente estructural.

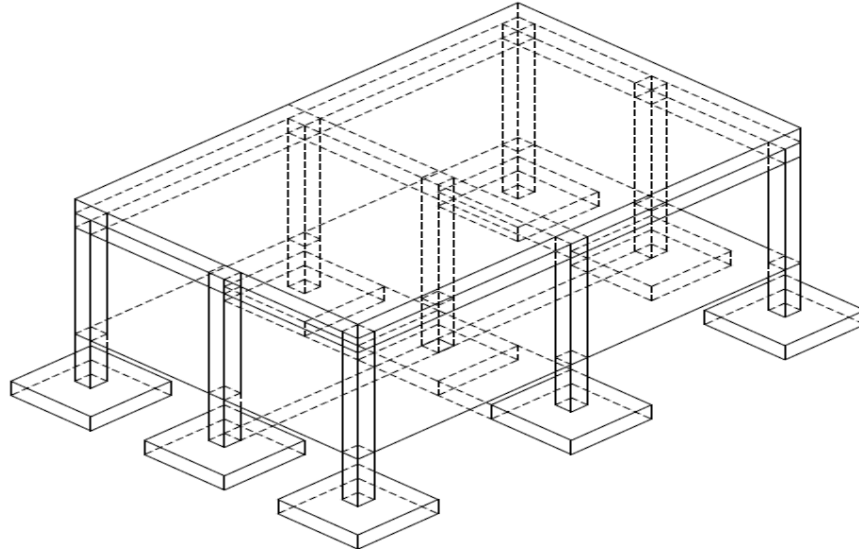


Figura N°02.- Sistema aporricado.

Fuente: Elaboración propia.

Pórticos principales y secundarios

- Los encargados de resistir el peso de las losas son los pórticos principales, es decir las vigas de los pórticos reciben las cargas y las transfieren a las columnas y estas las transfieren a la cimentación.
- La cimentación deberán repartir los esfuerzos recibidos al terreno.
- La figura anterior (fig. 02) los pórticos principales son A-A, B-B, C-C (pórticos longitudinales) debido a que estos soportan la carga del techo.
- Se tendrá que considerar el peso propio de los elementos en el metrado de cargas, más las cargas vivas, además de un ancho tributario de losa que reciben las vigas principales. por lo general estas vigas tienen gran peralte y cumplen labor estructural.
- Las columnas de los pórticos, son diseñadas de acuerdo a las cargas actuantes en ellas. cumplen labor estructural.
- Las columnas de los pórticos secundarios al no soportar el peso de las losas no cumplen labor estructural, en la figura 02, están constituidas por los ejes 1-1 y 2-2.
- Si la losa se arma como en la figura “b” los pórticos principales serán los ejes 1-1, 2-2 y los secundarios serán A-A, B-B y C-C.

- Este tipo de elementos, conocidos como pórticos simples es de los más sencillos. El mérito está en que aprovechan los espacios libremente; son utilizados para elementos bajos, pues caso contrario las dimensiones de las columnas aumentan considerablemente su sección.
- La luz entre pórticos se da cada 4 o 5 metros; el distanciamientociamiento de estos repercute en función de los peraltes de las losas y las vigas.
- Si las luces son grandes entre pórticos, entonces los peraltes serán mayores.

Predimensionamiento de losas:

Existen dos tipos de losas que son las más usadas en nuestro país; losas de concreto macizas y losas aligeradas. La presente tesis utilizó losas aligeradas unidireccionales, es decir que la disposición de viguetas es en una sola dirección y las cargas actuantes se distribuyen por metro lineal, considerando como ancho tributario el correspondiente al ancho de una vigueta. Estas viguetas se consideran simplemente apoyadas sobre placas o vigas, y empotradas si llegan a losa maciza. Losas planas, son aquellas que van apoyadas directamente sobre las columnas, sin elementos viga entre columna y columna.

Losas aligeradas

(Blanco, A 1994)

Conocidas como losas nervadas, con la diferencia, que el espacio existente entre las nervaduras o viguetas esta relleno por un ladrillo aligerado (con vacíos horizontales). El encofrado para estas losas se compone por tablas de madera o viguetas de acero independientes, colocadas exactamente debajo de las viguetas a vaciar, sobresaliendo en su ancho 2.5cm. Como mínimo a cada lado, de forma tal que permita el apoyo de los ladrillos colocados entre las viguetas.

En el Perú las medidas usuales de losas son de 17cm; 20cm; 25cm y 30cm; se realizan con viguetas de 10cm de ancho, separadas a una distancia libre de 30 cm que es el ancho del ladrillo y de alturas de 12, 15, 20 y 25cm respectivamente.

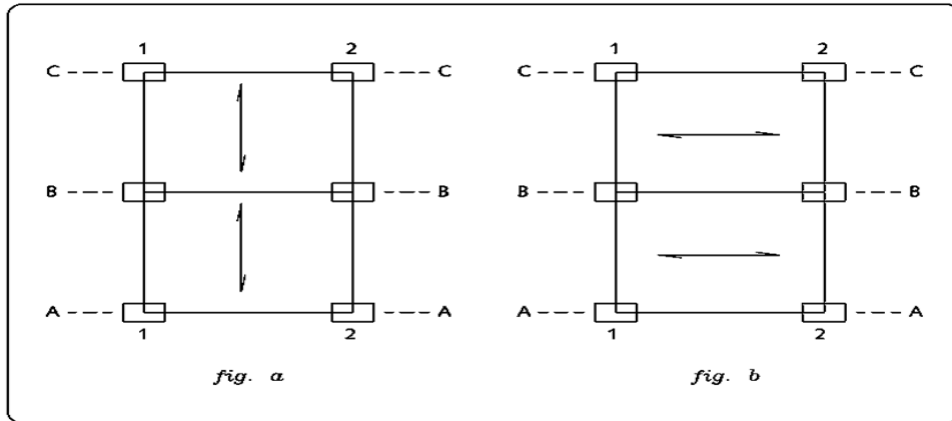


Figura N°03.- Dirección del aligerado.

Fuente: Elaboración propia.

La altura de las losas aligeradas deberá ser dimensionado tomando en cuenta los siguientes criterios:

$$h \geq L/25 ; \text{ siendo } h \text{ min} = 0.17\text{m}$$

Donde:

h = Altura del aligerado

L = luz libre

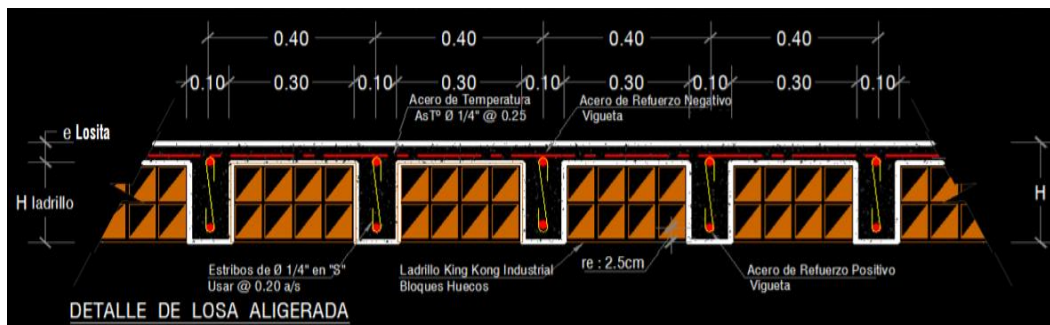


Figura N°04.- Detalle de losa aligerada.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 01.- Alturas usuales en aligerados

Alturas más usuales	
Para Luces < 4m	h = 17cm
Para Luces 4m - 5.5m	h = 20cm
Para Luces 5.5m - 6.5m	h = 25cm
Para Luces 6.5m - 7.5m	h = 30cm

Fuente: Elaboración propia.

Vigas

Para el caso de vigas, éstas se realizaron calculando la altura de la viga, en función de la luz libre sobre el coeficiente del par (momento).

Vigas Principales:

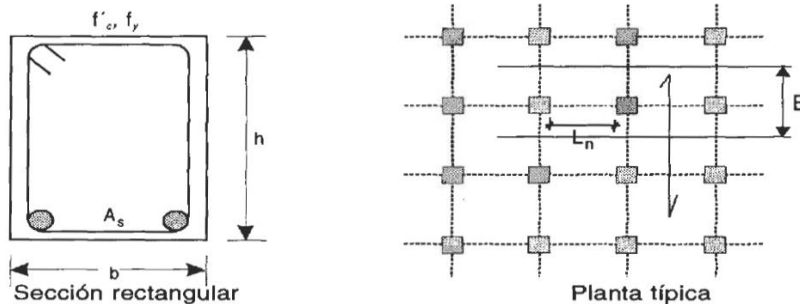


Figura N°05.- Vigas principales.

Fuente: Diseño en concreto armado R.M.

Según el ing. Blanco Blasco:

$$h \geq \frac{Ln}{10} - \frac{Ln}{12} \dots (1)$$

Para:

h: altura de la viga (m)

Ln: luz libre de la viga (m); se tomará luz entre ejes para ser más conservador.

Bw: ancho de viga (m)

Ancho:

Según Antonio Blanco

$$0.3 * h < b_w < 0.5 * h \dots (2)$$

h: altura de viga (m)

B_w: ancho de viga (m)

También se puede considerar:

$$b = \frac{h}{2} \dots (3)$$

Lo más común en la actualidad es ver vigas de igual altura en ambas direcciones de la edificación por razones de resistencia y rigidez lateral, uniformizando así el diseño de vigas. Lo más recomendable es que la luz libre de vigas chatas sea menor a 4 metros. Estimando su costo parecido al de una viga peraltada.

Columnas

(Morales, R. 2002).

La columna es un elemento estructural que trabaja básicamente en compresión, empero por su posición en el sistema estructural también soportará esfuerzos de flexión, corte y torsión.

Las columnas pueden fallar por tres razones: por fluencia inicial del acero en la cara de tensión, por aplastamiento del concreto en la cara de compresión o por pandeo.

Columnas Centradas (Para los primeros pisos)	$P = 1.10 \times P_G$ $n = 0.30$	$b \times D = \frac{1.10 \times P_G}{n \times F_c}$	$b \times D = \frac{1.25 \times P_G}{n \times F_c}$	$b \times D = \frac{1.50 \times P_G}{n \times F_c}$
Columnas Centradas (Para los 4 últimos pisos)	$P = 1.10 \times P_G$ $n = 0.25$	$b \times D = \text{cm}^2$		
Columnas Excéntricas	$P = 1.25 \times P_G$ $n = 0.25$	$P_G = (\text{Carga Muerta} + \text{Carga Viva}) \times (A_{\text{Trib}}) \times (N_{\text{Pisos}})$		
Columnas Esquinadas	$P = 1.50 \times P_G$ $n = 0.20$	$A_{\text{Trib}} = \text{Área Tributaria}$ $N_{\text{Pisos}} = \text{Número de Pisos}$		

Figura N°06.- Tipos de columnas.

Fuente: R.N.E.

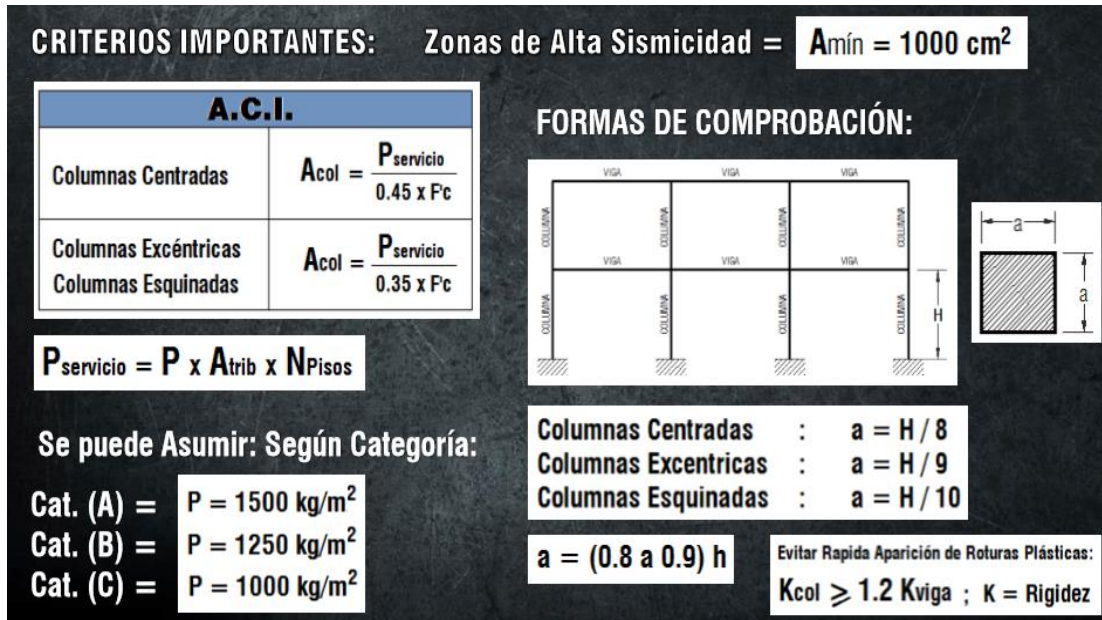


Figura N°07.- Criterios para diseñar columnas.

Fuente: Elaboración propia

Para Blanco Blasco:

$$\text{Area (cm}^2) \geq P(\text{servicio}) / (0.45 \times f'_c)$$

Se considera el valor de 1 ton/m² como peso de la edificación tipo “C” para fines de predimensionamiento.

-Refuerzo máximo y mínimo en columnas

La recomendación del código ACI dice:

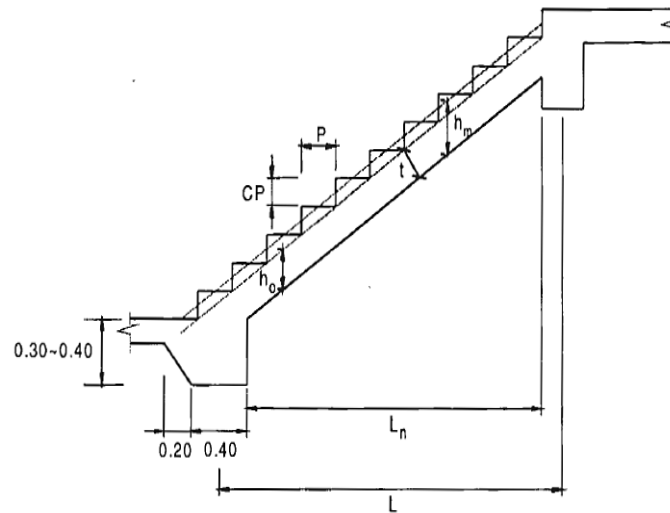
-Refuerzo máximo $A_{st} = 0.06A_g$, tomando en cuenta la simplicidad de armado del acero y posterior vaciado del concreto.

-Refuerzo mínimo $A_{st} = 0.01A_g$

Escalera:

Las escaleras son elementos estructurales diseñados para comunicar varios espacios situados a diferentes alturas. Están conformadas por escalones (peldaños) y puede disponer de varios tramos entre los descansos (losa maciza).

(Morales, R. 2002)



$$t = \frac{L_n}{25} \approx \frac{L_n}{20}$$

Figura N°08.- Diseño de escalera.

Fuente: Elaboración propia.

Ancho de escalera: “b”

P = Huella o Paso

CP = Contrahuella o Contrapaso

CIMENTACIONES

(Harmsen, T. 2002)

La cimentación es el elemento estructural encargado de transmitir las cargas provenientes de las columnas y muros al terreno. Al ser la resistencia del suelo, menor que la resistencia del concreto, el área de la cimentación debe ser mayor que su respectiva columna o muro para así reducir los esfuerzos que transmite al terreno.

El terreno sobre el cual se desplanta la cimentación debe trabajar bajo una sollicitación tal que no modifique su estado de estabilidad; es decir, que no provoque asentamientos

perceptibles o deformaciones que perjudiquen los diferentes elementos estructurales, ocasionándoles tensiones parásitas que no fueron consideradas en el diseño. Si ocurriese asentamiento entre columnas adyacentes, la diferencia genera esfuerzos que pueden ocasionar daños en los diferentes elementos estructurales y no estructurales.

Dependiendo de la capacidad última de carga del suelo, las cimentaciones se clasifican en dos tipos; cimentaciones superficiales (Zapatas, cimientos corridos, losa de cimentación, etc), que es el caso de nuestro proyecto; y cimentaciones profundas, las cuales son mucho más resistentes a cargas mayores (pilas, pilotes, etc), recomendadas cuando el suelo de soporte sea de muy baja resistencia; son utilizadas para estructuras grandes como son los puentes y edificios altos.

✓ **Cimentaciones superficiales**

Cuando la profundidad de cimentación (D_f), se encuentra a poca profundidad; y su ancho es igual o mayor que su profundidad se consideran cimentaciones superficiales (zapatas aisladas, conectadas, combinadas, losas de cimentación, etc.), este tipo de cimentaciones es objeto de nuestro estudio.

✓ **Cimentaciones profundas**

Se consideran cimentaciones profundas a aquellas que transmiten la carga a niveles más profundos del terreno, generalmente se usan cuando la capacidad portante superficial es muy pequeña y se necesita encontrar estratos más firmes (pilas, pilotes).

(Montoya, J & Pinto, F 2010)

La cimentación es la parte de la estructura que se encarga de transferir las cargas actuantes de la estructura al terreno. Al ser la resistencia y rigidez del terreno, salvo rara excepción, muy bajos comparados a las de la estructura (concreto armado), la cimentación debe tener un área en planta mayor a la suma de las áreas de todos los soportes y muros de carga; por ello los cimientos son en general elementos de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura. Los cimientos son construidos casi siempre en concreto armado y de formas variables, empleando en ellos concreto de calidad

relativamente baja. Para poder realizar una buena cimentación es necesario un estudio previo que nos permita conocer las características del terreno de fundación.

La correcta interpretación y clasificación de los materiales del subsuelo es un apoyo primordial para realizar trabajos de cimentación, pues brinda los primeros datos sobre las experiencias antes, durante y después de terminada la construcción.

El dimensionamiento y diseño de la cimentación, esta sujeto al tipo de estructura que se va a construir, a consideraciones económicas, a la naturaleza de los estratos del suelo, y en cierto porcentaje del método con el que se muestreó. Las muestras del terreno deben describirse primero en base a una inspección ocular y a ciertas pruebas sencillas que pueden ejecutarse fácilmente tanto en el campo como en el laboratorio para poder clasificar el material, en uno de los grupos principales conocidos: grava, arena, limo y arcilla. En nuestro país la mayor parte de los suelos naturales se componen de la mezcla de dos o más de estos elementos, y pueden tener material orgánico parcial o en total descomposición.

Tipos de cimientos

(Harmsen, T. 2002),

Para cada situación, el tipo de cimentación es diferente, ya que depende de varios componentes como:

- La resistencia y compresibilidad de los estratos del suelo.
- La magnitud de las cargas de las columnas.
- La ubicación de la napa freática.
- La profundidad de cimentación colindante (edificios vecinos).

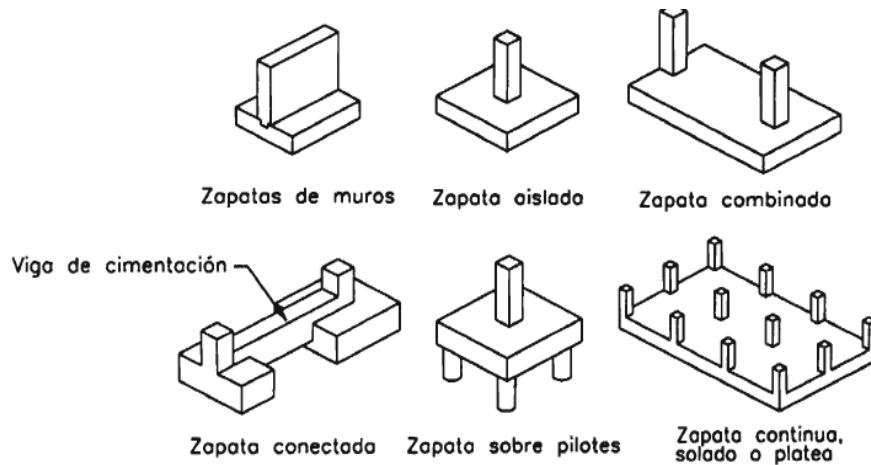


Figura N°09.- Tipos de cimentaciones

Fuente: Harmsen. T.

(Ortega, J.)

- Zapata aislada

Son aquellas zapatas que soportan la carga de una sola columna, tal que esta zapata amplía su superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que ésta le transmite. Puede ser de diversas formas geométricas de acuerdo a las necesidades requeridas. Estas cimentaciones son el tipo de cimentación más usado por ser económica, pudiendo ser zapatas centradas o excéntricas; estando sujetas a la excentricidad de la carga o los momentos actuantes. Este es el tipo de estructura de nuestro proyecto.

$$\sigma_n = \text{Esfuerzo neto del terreno} \quad \rightarrow \quad \sigma_n = \sigma_t - h_t \times \gamma_m - S/C$$

Donde:

S/C = (Sobrecarga sobre el NPT) ; γ_m = Densidad promedio del suelo

h_t = Altura del suelo sobre la zapata

Se debe analizar con cargas de servicio, no mayorar las cargas.

$$A_{zap} = \frac{P}{\sigma_n}$$

Si la carga P , actúa en el centro, es aconsejable lograr que:

$$L_{v1} = L_{v2}$$

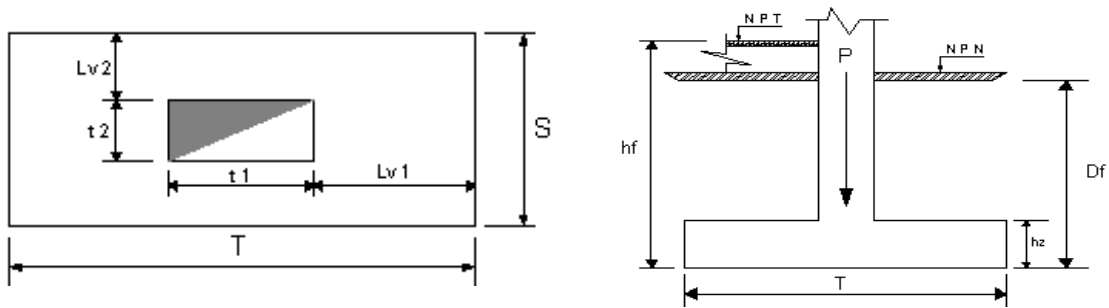


Figura N°10.- Zapata céntrica

Fuente: Elaboración propia.

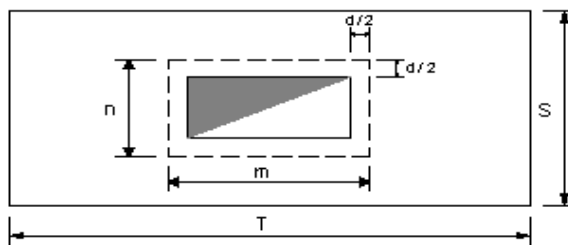
Para la cual se demuestra que:

$$T = \sqrt{A_z} + \frac{(t_1 - t_2)}{2} \quad ; \quad S = \sqrt{A_z} - \frac{(t_1 - t_2)}{2}$$

Dimensionamiento del peralte de la fundación.

El requisito fundamental para encontrar el peralte idóneo de una zapata, se fundamenta en que la sección debe soportar el corte a punzonamiento, permitiendo el desarrollo a tracción y compresión del acero de refuerzo.

Se asume que ese corte por punzonamiento es resistido por la superficie bajo la línea punteada. (Se trabaja con cargas mayoradas).



$$W_{nu} = \frac{P_u}{A_{zap}}$$

V_u = Cortante por punzonamiento actuante

$$\rightarrow V_u = P_u - W_{nu} \times m \times n$$

Figura N°11.- Area de punzonamiento en una zapata.

Fuente: Elaboración propia.

La resistencia del concreto al punzonamiento será igual a la menor obtenida por medio de las expresiones dadas:

$$\begin{aligned} \text{a) } V_c &= 0.27x \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) x \sqrt{f_c} x b_o x d & \text{b) } V_c &= 1.06 x \sqrt{f_c} x b_o x d \\ & & & \text{(En Kg y Cm)} \\ \text{c) } V_c &= 0.27x \left(2 + \frac{\alpha_s x d}{b_o} \right) x \sqrt{f_c} x b_o x d \end{aligned}$$

b_o = Perímetro de sección crítica.

α_s = Parámetro igual a 40 para columnas en que la sección crítica de punzonamiento tiene 4 lados, 30 para las que tienen 3 lados y 20 para las que tienen 2 lados.

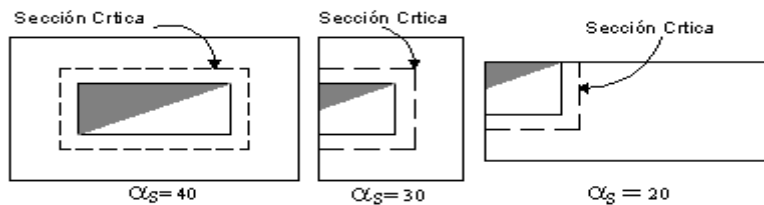


Figura N°12.- Sección crítica en zapatas

Fuente: Elaboración propia

$$\beta_c = \frac{D_{\text{mayor}}}{D_{\text{menor}}} \quad ; \quad \beta_c \leq 2 \quad \rightarrow \quad V_c = 1.06 x \sqrt{f_c} x b_o x d$$

$$b_o = 2xm + 2xn \quad (\text{Perímetro de los planos de falla})$$

$$\text{Luego, se debe cumplir: } \frac{V_c}{\phi} \leq V_c \quad ; \quad \phi = 0.75$$

Esta última expresión nos muestra una ecuación en función de “d” por determinar.

Por último se corrobora en la zapata, la capacidad cortante como viga a una distancia “d” de la cara de la columna.

Peralte Mínimo:

El peralte de la zapata (por encima del refuerzo a flexión), será mayor de 0.15 m.

(Montoya, J & Pinto, F 2010)

- Zapatas Combinadas

Son elementos donde se apoyan dos o más columnas. En principio las zapatas aisladas sacan provecho de que diferentes columnas tienen diferentes momentos flectores; si estos se combinan en un único elemento de cimentación, el resultado puede ser un elemento con mayor estabilidad y sometido a un menor momento resultante.

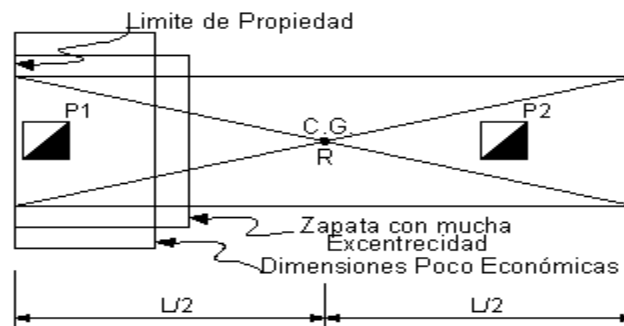


Figura N°13.- zapata combinada

Fuente: Elaboración propia

(Morales, R. 2002)

- Zapatas Conectadas

La zapata conectada se compone por una zapata excéntrica y una zapata céntrica unidas por una viga de conexión rígida (viga de cimentación), que les permite conectar la rotación de la zapata excéntrica correspondiente a la columna perimetral. Es una solución económica, especialmente para luces entre ejes de columnas mayores a 6.00 m. En comparación con la zapata combinada, la zapata conectada resulta ser más económica. Estructuralmente se tienen dos zapatas aisladas, siendo una de ellas excéntrica (ubicada en el límite de la propiedad y diseñada bajo la condición de presión uniforme del terreno);

el momento de flexión debido a que la carga de la columna y la resultante de las presiones del terreno no coinciden, es resistido por una viga de cimentación rígida que une las dos columnas que forman la zapata conectada.

La sección de la viga de cimentación debe ser muy rígida para que sea compatible con el modelo estructural propuesto. Algunos autores coinciden en recomendar que la viga de cimentación no debe asentarse en el terreno, o que se apoye debajo de ella de tal modo que solo resista su peso propio. Al usar un ancho de 30 ó 40 cm, este problema es de poca importancia para el análisis.

➤ **Sistema estructural de albañilería**

Es el sistema de construcción más empleada para la construcción de una vivienda en nuestro país, aunque mal ejecutada. Este sistema constructivo utiliza unidades de arcilla cocida, columnas de confinamiento, vigas soleras, etc.

Albañilería o Mampostería

Se define como un conjunto de “unidades” (tabiques o bloques, de arcilla o concreto), unidas entre si, con algún material adherente, como el mortero de barro o de cemento. El hombre crea este sistema con el fin de satisfacer sus necesidades, principalmente de vivienda.

✓ **Tipos de albañilería**

Generalmente se pueden definir tres tipos de albañilería:

a). Albañilería simple

Es la construcción con muros no reforzados; o que teniéndolo refuerzo, no cumple con las exigencias mínimas reglamentarias establecidas en el RNE, norma E-070, Su uso esta condicionado a edificaciones de un piso.

b). Albañilería armada

Este sistema se caracteriza por tener refuerzo (acero) dentro de los muros de albañilería. Este acero por lo general se distribuye horizontal y verticalmente en todos los muros. Dichos muros requieren del uso de bloques especiales, con alveolos para la colocación del acero vertical; en tanto que dependiendo del diámetro del acero horizontal, éste se colocará en los canales del bloque.

c). Albañilería confinada

Generalmente este sistema estructural es el más empleado en casi toda América Latina para construir medianos en altura (hasta cinco pisos en Perú); caracterizado por ser un muro de albañilería simple enmarcado por elementos de concreto armado (columnas viga y sobrecimiento), vaciados con posterioridad a la construcción del muro. usualmente se usa una conexión dentada para confinar la albañilería y las columnas; esta unión más bien es una tradición peruana, pues en Chile se utiliza una conexión a ras (dejando mechas de acero entre la unión columna – muro), que tuvo un buen desempeño en el terremoto de 1985.

✓ **Características de la albañilería confinada**

a). el muro debe estar enmarcado en sus 4 lados por elementos de concreto armado (en la parte baja se considera al sobrecimiento como elemento de confinamiento), especialmente diseñados.

b). la distancia máxima entre los confinamientos verticales (columnas) debe ser dos veces la altura del muro.

c). Para columnas de confinamiento, el área mínima requerida será:

$$A_c (\text{min}) = 20t (\text{cm}^2); \text{ donde: "t"} = \text{espesor efectivo del muro (cm)}.$$

La altura, respecto a la viga solera, puede ser igual al espesor de la losa de techo, con área suficiente para albergar el acero de refuerzo calculado; esto por la razón que la viga solera trabaja a tracción por lo tanto debe servir como elemento para transferir cargas verticales (pesos y sobrecarga) y horizontales (sísmicas) hacia el muro.

d). El área de acero mínimo requerido para los elementos de arriostre verticales y horizontales, será:

$$A_s (\text{min}) \geq 0.1 f'c \cdot A_c / f_y$$

e). los muros son construidos antes del vaciado de los elementos de confinamiento

f). La distribución de cargas en estos sistemas de albañilería es de la siguiente manera:

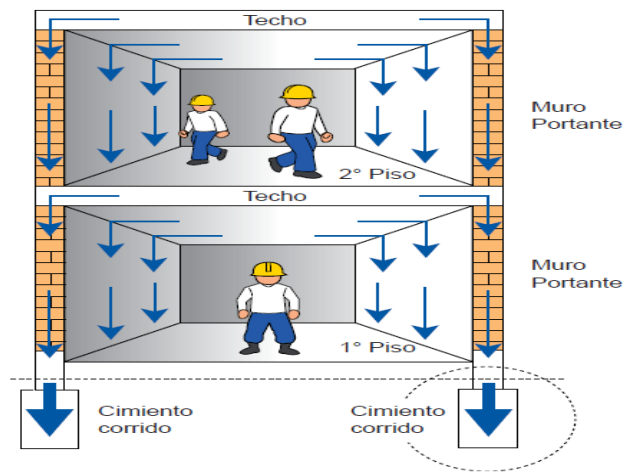


Figura N° 14.- Transmisión de cargas en albañilería.

Fuente: Aceros Arequipa.

(Corporación Aceros Arequipa, 2010)

Componentes de la albañilería confinada

A). Muro portante

Empleados como elementos estructurales de una edificación. Dichos muros están sometidos a todo tipo de esfuerzos, tanto actuantes en su plano como perpendicular a su plano, tanto vertical (pesos y sobrecarga), como lateral (eventualidad sísmica), tanto permanente como eventual. Compuesto de:

- ladrillo

Unidades de arcilla cocida, pueden ser artesanales (macizos) o de fábrica (maquinado), no deben tener materias extrañas, deben estar bien cocidos sin quemar, debe emitir un sonido metálico al golpearlo con un martillo, no debe estar agrietado.

- mortero (cemento + arena gruesa + agua)

Elemento fundamental para la resistencia del muro, la preparación del mortero debe hacerse respetando la dosificación dada en planos, para garantizar su buena calidad.

B). Columnas

Elementos estructurales que generalmente trabajan a flexocompresión y en algunos casos también trabajan a tracción que soportan tanto cargas verticales (peso propio), como fuerzas horizontales (sismos y viento), Compuestas de:

- Concreto

Es la mezcla de cemento, arena gruesa, piedra chancada y agua. La calidad de este depende de varios factores como son: características de los materiales, dosificación (en planos), producción, transporte, colocación, compactación y curado.

- Acero de construcción

El acero de refuerzo debe ser corrugado grado 60 con esfuerzo de fluencia definido ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en Perú) se usa como refuerzo longitudinal y transversal (estribos). (Fernández M. 2011).

C). vigas

Son elementos estructurales de concreto armado, proyectadas para resistir cargas lineales, uniformes y/o concentradas, en una sola dirección. Las cargas de compresión que soportan las vigas son absorbidas por el concreto y las fuerzas de flexión son absorbidas por el acero de refuerzo. Compuesta de:

- Concreto:

Es la mezcla de cemento, arena gruesa, piedra chancada y agua. La calidad de este depende de varios factores como son: características de los materiales, dosificación (en planos), producción, transporte, colocación, compactación y curado.

- Acero de construcción:

El acero de refuerzo debe ser corrugado grado 60 con esfuerzo de fluencia definido ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ en Perú) se usa como refuerzo longitudinal y transversal (estribos). (Fernández M. 2011).

D). Cimentación

En el sistema de albañilería confinada la cimentación que predomina es el “cimiento corrido”, debido a que los elementos estructurales son muros portantes; la construcción de esta cimentación se realiza con concreto ciclopeo (cemento + hormigón + agua + piedra de zanja). El ancho del cimiento corrido depende básicamente de dos factores:

- Tipo de suelo:

Cada terreno posee características propias (arcilloso, arenoso, capacidad portante, grado de humedad, cantidad de sales, sulfatos, etc), que son necesarios para dimensionar y diseñar la geometría del cimiento. Un caso específico del fenómeno de colapso se manifiesta en suelos potencialmente licuables, es decir susceptibles de sufrir un asiento súbito bajo una carga dinámica (por lo general de tipo sísmico) por modificación de las presiones intersticiales. Este fenómeno afecta esencialmente a suelos granulares de grano medio a fino (ARENAS FINAS), de compactación media a floja y saturadas.

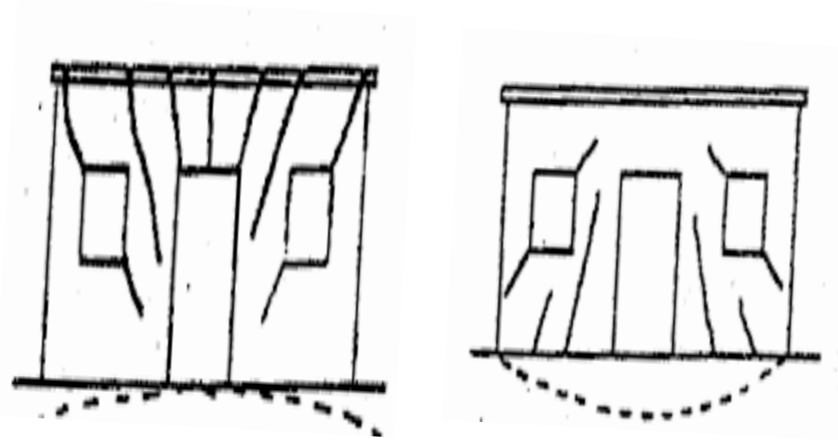


Figura N°15.- Daños en estructura por suelo colapsable.

Fuente: Elaboración propia

- Peso total que soporta la estructura

De este factor dependerán las dimensiones definitivas y precisas dadas al cimiento corrido, esto dependerá del número de pisos y de las cargas verticales que soportará la estructura.

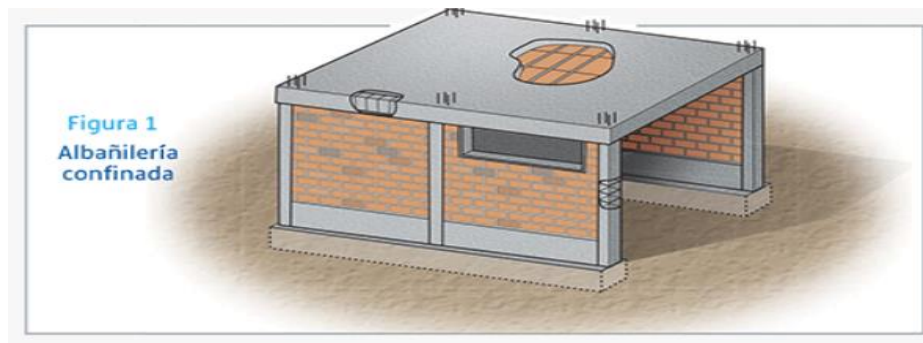


Figura N°16.- Sistema de albañilería confinada

Fuente: Elaboración propia

Criterios generales para estructurar en albañilería:

Además de las condiciones exigidas por el reglamento para albañilería , es recomendable también:

1.- Para los muros construidos perimetralmente en el edificio que son de vital importancia (aportan gran rigidez torsional), y para todo el que concentre más del 10% del cortante basal sísmico, se recomienda que se refuercen. La Norma E-070 especifica al respecto que como mínimo un 70% de los muros que conforman el edificio (en cada dirección) deben reforzarse.

2.- El espesor mínimo requerido (sin considerar tarrajeo) en muros, debe ser $h/20$, donde "h" es la altura libre del muro.

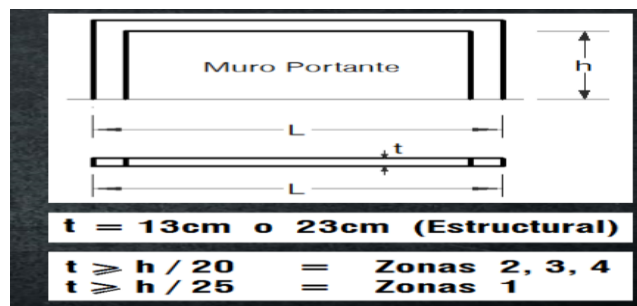


Figura N°17.- Muro portante

Fuente: Elaboración propia.

3.- con el propósito de igualar los desplazamientos laterales de los muros es necesario que los techos sean considerados y diseñados como diafragmas rígidos. Preferentemente, se debe disponer como sistema de techado una losa (aligerada o maciza) armada en 2 direcciones, con el objetivo que la carga sea repartida a todos los muros y no sea excesiva.

4.- Las vigas aisladas y coplanares con los muros serán de un peralte suficiente, ya que son elementos dúctiles aprovechados como disipadores de energía antes de ocurrir la falla por corte en muros; también dichas vigas reducen la concentración de esfuerzos en la losa de techo ocasionados por el giro de los muros, e incrementan la rigidez lateral del sistema. Acatando esta sugerencia, se podría reducir las dimensiones de la cimentación, al disminuir los momentos basales; cabe mencionar que también, los efectos de flexocompresión en los talones de los muros menorarían.

5.- Para Muros arriostrados, la sección transversal mínima de los elementos verticales de confinamiento deberá ser $A_c = 20t \text{ cm}^2$ (t = espesor del muro); el peralte de la columna debe ser capaz de permitir anclar el acero de refuerzo de la viga solera (longitud de desarrollo). La luz entre columnas de confinamiento no debe ser mayor al doble de la altura entre los arriostres horizontales. El acero longitudinal mínimo debe ser $4 \text{ } \varnothing 3/8''$ y el acero mínimo en estribos de confinamiento es $\varnothing 1/4''$, 1 a 5 cm, 4 a 10 cm. La resistencia mínima de concreto a usar debe ser $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$. El esfuerzo axial actuante (σ) deberá ser menor a $0.15 f_m$; si $\sigma > 0.05 f_m$, deberá considerarse acero horizontal continuo anclado a las columnas (cuantía 0.001). Es recomendable emplear ladrillos de arcilla industrial con 30% máximo de vacíos.

Comúnmente se tiene la mala práctica de llenar la parte de la unión de la columna con el sobrecimiento de los muros, con un concreto ciclópeo (cemento - hormigón 1:8 más 25% de piedra mediana 3"); algo que no se debe hacer, pues el concreto ciclópeo del sobrecimiento es de menor resistencia al de las columnas. Las bases de las columnas al estar sujetas a grandes fuerzas axiales, producto de los momentos sísmicos y de las cargas gravitacionales, se sugiere que el concreto de las columnas se coloque hasta el cimiento y que el estribaje de confinamiento se inicie a partir de ese encuentro.

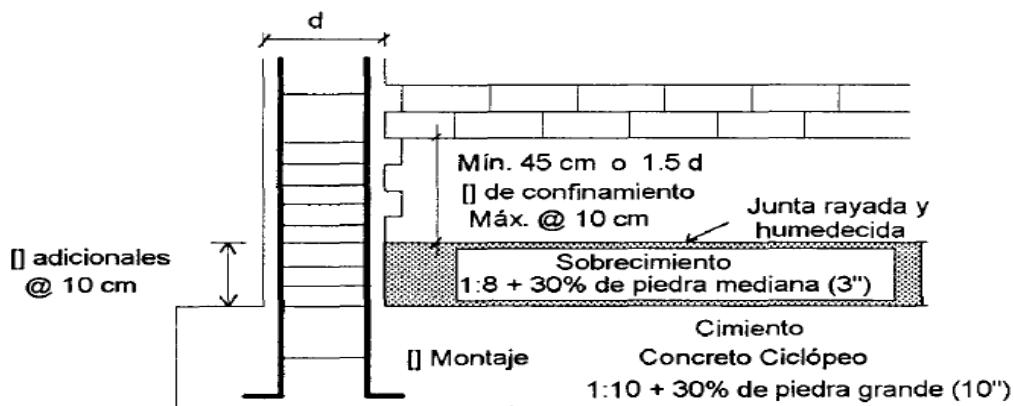


Figura N°18.- Cimentación y columnas en albañilería.

Fuente: Elaboración propia.

Requisitos Mínimos de diseño:

- **Espesor Neto "t".** El espesor de muro sin tarrajeo:

$$t \geq \frac{h}{20}$$

- **Máximo Esfuerzo Axial.** El máximo esfuerzo axial (σ_m) que produce la carga gravitacional máxima de servicio (P_m), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0,2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35 t} \right)^2 \right] \leq 0,15 f'_m$$

Donde “L” es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas para el caso de los muros confinados). de no se cumplirse esta expresión se optará por mejorar la calidad de la albañilería (f'_m), incrementar el espesor del muro, transformarlo en concreto armado, o buscar la forma de minorar la magnitud de la carga axial “ P_m ” (*).

(*) La carga axial que actúa sobre un muro se puede minorar, por ejemplo, utilizando losas de techo macizas o aligeradas armadas en dos direcciones.

- **Aplastamiento.** si existiesen cargas de gravedad concentradas actuantes en el plano de la albañilería, el esfuerzo axial producido por dicha carga no sobrepasará a $0,375 f'_m$.
- **Densidad Mínima de Muros.** La densidad mínima de muros portantes requerida para reforzar cada dirección del edificio se obtendrá de la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Area de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Area de la Planta Típica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z.U.S.N}{56}$$

Para ser considerado muro portante confinado se debe cumplir las siguientes exigencias:

- Se debe enmarcar por sus cuatro lados con elementos de arriostre de concreto armado verticales (columnas) y horizontales (vigas soleras), aceptándose la

cimentación de concreto como elemento de arriostre horizontal para los muros construidos en el primer piso.

- El espaciamiento máximo eje a eje, entre las columnas de confinamiento será dos veces la distancia entre los elementos horizontales de refuerzo empero no mayor que 5 m. Al cumplirse esta restricción, así como de emplear el mínimo espesor; la albañilería no necesitará ser diseñada ante acciones sísmicas ortogonales a su plano, excepto cuando exista excentricidad de la carga vertical.

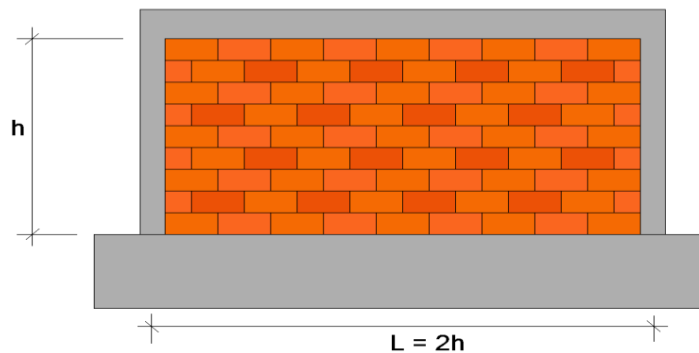


Figura N°19.- Muro en albañilería confinada.

Fuente: Elaboración propia.

Análisis y Diseño de albañilería:

- **Análisis estructural:**

En este sistema el análisis estructural debe realizarse por métodos elásticos, considerando consecuencias producto de cargas muertas, cargas vivas y cargas sísmicas. La carga gravitacional para cada muro se conseguirá por cualquier método convencional.

- **Diseño estructural:**

- **Diseño de los elementos estructurales del primer piso y de los muros agrietados de pisos superiores:**

a) Diseño de las columnas de confinamiento

Las fuerzas internas en las columnas se obtienen haciendo uso de la siguiente tabla.

Tabla N° 02.- Fuerzas internas en columnas de confinamiento.

TABLA 11 FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Fuente: R.N.E.

Donde:

$M = M_{u1} - 1/2 V_{m1} \times h = -$ (“h” es la altura del primer piso).

$F = M/L =$ fuerza axial en las columnas extremas producidas por “M”.

$N_c =$ número de columnas de confinamiento (en muros de un paño $N_c = 2$).

$L_m =$ longitud del paño mayor ó $0,5 L$, lo que sea mayor (en muros de un paño $L_m = L$)

$P_c =$ sumatoria de las cargas gravitacionales actuantes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y, carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria.

Determinación de la sección transversal para columna de arriostre:

Diseño a compresión

Para el cálculo del área de la sección transversal, se asume que el elemento se arriestra en su totalidad por el muro de albañilería y por muros ortogonales a su plano de ser el caso.

El área del núcleo (A_n) confinado por estribos, se obtiene haciendo uso de la fórmula:

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0,85 \delta f_c}$$

Para:

$\phi = 0,7$ o $0,75$, según sea el caso de estribos cerrados o zunchos, respectivamente.

$\delta = 0,8$, para columnas sin muros transversales.

$\delta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales.

Diseño por corte-fricción (V_c)

El diseño de la sección transversal (A_{cf}) para columnas de arriostre se efectúa para resistir el hecho de corte fricción, usando la siguiente fórmula:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0,2f_c\phi} \geq A_c \geq 15t(cm^2)$$

Para: $\phi = 0,85$

Cálculo del refuerzo vertical

El acero vertical que se diseñe para las columnas de arriostre, tendrá la capacidad de resistir la actividad combinada de corte - fricción y tracción.

$$A_s = A_{cf} + A_{st} \geq \frac{0,1f_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8mm) \quad A_{st} = \frac{T}{f_y\phi} \quad A_{cf} = \frac{V_c}{f_y\mu\phi}$$

Donde:

Factor de reducción de resistencia es $\phi = 0,85$

Coef. de fricción es $\mu = 0,8$.

Cálculo del acero para estribos

Para columnas de arriostre, los estribos serán cerrados con gancho a 135° , o estribos de $1\frac{3}{4}$ de vuelta o zunchos con ganchos a 180° . Para los extremos de las columnas, hasta una altura no menor de 45 cm o 1,5 d (debajo o encima de la viga solera, dintel o sobrecimiento), se tomará el menor espaciamiento (s) entre estribos de las siguientes expresiones:

$$s_1 = \frac{A_v f_y}{0,3 t_n \cdot f_c (A_c / A_n - 1)} \quad s_2 = \frac{A_v f_y}{0,12 t_n \cdot f_c}$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm} \quad s_4 = 10 \text{ cm}$$

Para “d” peralte de la columna, “t_n” es el espesor del núcleo confinado y “A_v” es la suma de las ramas paralelas del estribo.

El acero de confinamiento mínimo para estribos será Ø 6mm, o ¼”. También se colocará 2 estribos en la unión viga – columna y estribos @ 10 cm en el sobrecimiento.

b) Cálculo y diseño de las vigas soleras del primer nivel

- La viga solera se calculará a tracción pura, para soportar una fuerza igual a T_s:

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L}; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8 \text{ mm})$$

Para:

$$\phi = 0,9$$

A_{cs} = Sección transversal de la viga

La sección transversal de la viga solera (A_{cs}) debe ser capaz de alojar el acero de refuerzo longitudinal (A_s), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. El acero mínimo de estribos en la viga solera será: 6mm.

➤ Diseño de los pisos superiores no agrietados

a) El acero de refuerzo vertical (A_s) en las columnas extremas de pisos superiores absorberán la tracción “T” originada por el momento flector (M_{uf} = M_e (V_{m1} / V_{e1})) actuante en el piso en estudio, asociado al instante en que se origine el agrietamiento diagonal del primer entrepiso.

$$F = \frac{M_u}{L} \quad T = F - P_c > 0$$

$$A_s = \frac{T}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c' A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8 \text{mm})$$

Para: $\phi = 0,9$

b) El área del núcleo (A_n) en columnas extremas de arriostre, se diseñará para tolerar la compresión “C” que permita alcanzar el área de concreto (A_c) requerida, se tomará en cuenta los recubrimientos al área del núcleo “ A_n ”:

$$C = P_c + F \quad A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \delta \cdot f_c'}$$

Para:

$\phi = 0,7$ o $0,75$, para estribos cerrados o zunchos, respectivamente.

$\delta = 0,8$ para columnas sin muros transversales.

$\delta = 1$ para columnas confinadas para muros transversales.

c) Las vigas serán diseñadas a tracción, para una sollicitación igual a “ T_s ”:

$$T_s = V_u \frac{L_m}{2L} \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0,1 f_c' A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8 \text{mm})$$

donde $\phi = 0,9$

d) Tanto en vigas soleras como en las columnas de arriostre, se colocarán estribos de acero mínimo: $\frac{1}{4}$ ” o 6mm.

(Montoya, J & Pinto, F 2010)

- Cimentaciones de concreto ciclópeo

En terrenos cohesivos, estables y con buena capacidad portante; donde las excavaciones para cimentaciones pueda hacerse sin deslizamientos de tierra, el cimiento corrido

(concreto simple + 30% PG) es la solución más sencilla y accesible. El proceso constructivo consiste en ir llenando en la zanja piedra grande para cimiento (10”), al tiempo que se vierte la mezcla de concreto (cemento: hormigón) en proporción 1:10, procurando que el concreto tape por completo las piedras, de tal forma que se evite la continuidad en sus juntas. El concreto ciclópeo se realiza añadiendo piedras más o menos grandes a medida que se va hormigonando para economizar material. Utilizando este sistema, se puede emplear piedra más pequeña que en los cimientos de mampostería hormigonada. La cimentación de concreto ciclópeo es la más utilizada en la construcción de viviendas en nuestro país y en general para estructuras construidas con el sistema de albañilería confinada. Precauciones:

- Las piedras no deben entrar en contacto con la pared de la zanja.
- Las piedras no pueden quedar amontonadas.
- Se debe alternar en capas el hormigón y las piedras.
- Cada piedra debe quedar totalmente sumergida en el concreto.

Presión del suelo

(Harmsen, T. 2002).

Cada terreno tiene propiedades únicas y reacciona de diferentes modos ante la aplicación de diferentes cargas exteriores.

Algunos factores determinantes en la distribución del suelo son, flexibilidad del cimiento respecto al suelo, el nivel fondo de cimentación y el tipo de suelo.

a) Terrenos granulares

En este tipo terreno apreciamos que la presión en los bordes de la cimentación es menor que en la zona central, esto se debe a que la presión ejercida por las cargas aplicadas, tienden a desplazar el suelo en los extremos, lo cual disminuye la reacción. Este desplazamiento depende de la profundidad de cimentación, si esta es profunda la fuerza ejercida por el peso propio del terreno impediría que el suelo se desplace.

b) Terrenos cohesivos

Por el contrario, en este tipo de terreno la presión en los bordes de la cimentación es menor que en la sección transversal, el suelo que circunda el área cargada ejerce una fuerza de soporte sobre ella por acción y efecto de la cohesión y por ello la reacción se incrementa.

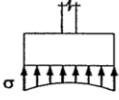
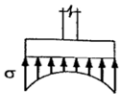
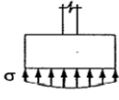
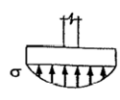
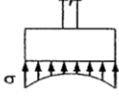
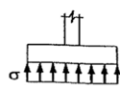
TIPO DE SUELO	TIPO DE ZAPATA	
	RÍGIDA	FLEXIBLE
COHESIVO		
GRANULAR		
ROCA		

Figura N°20.- Distribución de presiones en cimentaciones.

Fuente: Calavera, J.2000

Capacidad de carga Última en Cimentaciones Superficiales

(Harmsen, T. 2002).

Podemos definir a la capacidad de carga última, como la carga por área unitaria de la cimentación bajo la cual se ocurre la falla por corte en el terreno. Este es un parámetro de suma importancia para determinar la resistencia del suelo en el diseño de cimentaciones; siendo ésta no solo una propiedad del tipo de terreno, también lo es de las condiciones en que se encuentra, como es el grado de compactación, humedad, etc.

Para suelos cohesivos (arcilla, arcilla limosa y limo-arcillosa), se debe emplear un ángulo de fricción interna igual a cero. (norma E-050 suelos y cimentaciones, Cap. 3)

Para suelos friccionantes (gravas, arenas y gravas-arenosas), se debe emplear cohesión (c) igual a cero. (E-050 suelos y cimentaciones, Cap. 3)

- ✓ Para un mejor entendimiento sobre el concepto de capacidad de carga debemos conocer las siguientes definiciones:

- Presión total de sobrecarga inicial q_0 : es la presión existente del suelo sobre el nivel de fundación antes de la construcción.
- Presión bruta q : es la presión impartida al terreno después de la construcción, que incluye:
 - El peso de la cimentación W_C .
 - El peso del suelo que actúa sobre el nivel de cimentación W_S .
 - Carga por el descenso de cargas de la estructura, impartida por la columna de la cimentación P y dividida por el área de la cimentación.

Capacidad última de carga q_u : valor de la presión de carga que produce la falla de corte en el suelo, y se determina mediante diferentes ecuaciones de capacidad última de carga.

Ecuación general de Karl Terzaghi y los aportes de Vesic:

$$q_{ult} = C N_c S_c + \gamma_1 D_f N_q W_q S_q + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma W_\gamma S_\gamma$$

Dónde:

- q_{ult} = Capacidad última de la carga
- C = Cohesión
- γ = Peso Volumétrico
- B = Ancho o diámetro de la cimentación
- D_f = Profundidad de cimentación
- N_c, N_γ = Factores de carga
- S_c, S_γ = Factores de forma
- W_q, W_γ = Factores por nivel freático
- Capacidad máxima admisible de cargas q_a : es el valor de la presión de apoyo para el cual el riesgo de falla al corte es mínimo. Esta es igual a la capacidad última de carga dividida por un factor de seguridad adecuado.

$$q_a = q_u / FS$$

resumiendo, la capacidad máxima admisible de carga se refiere a la máxima carga o presión que pueda soportar por el suelo y que asegura que no habrá falla al corte y los asentamientos serán tolerables.

El objetivo general de la presente investigación se planteó de la siguiente manera:

Optimizar el diseño estructural de una vivienda unifamiliar de tres pisos en la provincia de Sullana – Piura

Además se plantearon los siguientes objetivos específicos:

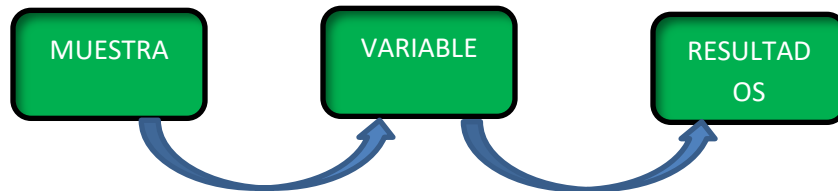
- Determinar la capacidad portante y las características geotécnicas del suelo donde se desplantarán las cimentaciones de la estructura.
- Determinar el diseo Arquitectónico en base a los parámetros establecidos en el RNE.
- Detreminar todas las cargas actuantes sobre la edificación.
- Determinar los esfuerzos y deformaciones de un sistema estructural, aporticado y sistema de albañilería confinada según la normativa del RNE, mediante modelado en sotfware ETABS.
- Determinar, interpretar y comparar resultados de diseño obtenidos con aplicación y validez estadística.

II. METODOLOGÍA

El método es descriptivo, porque analiza la información que va a determinar el análisis estructural de la vivienda.

El tipo de investigación es aplicada, porque los resultados encontrados servirán para dar solución a problemas concretos que se puedan dar en este tipo de sistema estructural.

De diseño no experimental, de nivel descriptivo, porque permitirá describir características del suelo seleccionado, de la extensión del terreno de la urbanización Enrique López Albuja I etapa de la provincia de Sullana, Región Piura, siendo el esquema de la investigación el siguiente:



Siendo:

Muestra: Terreno de 6 x 20 m² en urbanización López Albuja G-18, en la provincia de Sullana

Variable: Diseño estructural.

Resultado: diseño sismorresistente, resistente a sismos de gran magnitud, evitando el colapso.

para el presente estudio, la población estuvo comprendida por las viviendas construidas con el sistema de albañilería confinada en la urbanización Enrique López Albuja I etapa, provincia de Sullana, región Piura.

La muestra estuvo dada por 1 terreno de 6 x 20 mt en la Urbanización López Albuja G-18 Provincia de Sullana.

-Tamaño de muestra

N = 2 mezclas de suelo. Según lo reglamentado en la Norma Técnica E – 050, suelos.

Las técnicas usadas para realizar la investigación fueron la recolección de datos, la recopilación documental y la observación; los instrumentos utilizados fueron memorias de cálculo, planos generales, libros, artículos, programas de diseño (AUTOCAD, EXCEL) y análisis estructural (ETABS, SAFE).

El proceso y análisis de esta investigación se dió de la siguiente manera:

El procesamiento de la información se realizó de forma manual y con ayuda del softwares de diseño y análisis como EXCEL, AUTOCAD, ETABS Y SAFE apoyados en la normativa de Peruana de diseño (RNE); el análisis de la información utilizará los datos del procesamiento llevados a tablas y gráficos que nos permitirán expresar los resultados de forma clara y sencilla para su entendimiento, apoyado en programa EXCEL.

El proceso para la obtención de datos estuvo dado de la siguiente manera:

- Se presenta un terreno de 6m x 20m de la urbanización Enrique López Albújar donde se realizaron dos calicatas para un EMS que determinó las propiedades físicas y mecánicas de terreno de fundación.
- Se analiza, pre dimensiona, modela y diseña una vivienda de tres niveles primero con el sistema estructural aporticado y luego con el sistema de albañilería confinada, usando los Softwares Etabs, Safe.
- Para comparar resultados se realiza un cuadro comparativo donde se exponen los resultados más sobresalientes.

El proceso y desarrollo de la investigación se dio de la siguiente manera:

- Ubicación : Urbanización Enrique López Albuja – Sullana, Piura
- N° de pisos : Tres (03)
- Uso : vivienda

Alturas:

- Primer nivel = 4.2 m
- Segundo y tercer nivel = 2.8 m

Estudio de mecánica de suelos

- El suelo de fundación se clasifica como arenas pobremente graduadas SP sin presencia de nivel freático.
- Capacidad admisible σ_t = 1.98 kg/cm²
- Profundidad mínima de cimentación D_f = 1.60 m
- peso específico del suelo γ = 2620 kg/m³

Características y propiedades de los materiales

- Resistencia nominal a la compresión f'_c = 210 Kg/cm²
- Módulo de elasticidad del concreto E_c = $15000 \sqrt{f'_c}$ = 217371 Kg/cm²
- módulo de poisson U = 0.15

Acero de refuerzo

- corrugado grado 60, esfuerzo de fluencia f_y = 4200 Kg/cm²
- módulo de elasticidad E_s = 2×10^6 Kg/cm²
- deformación al inicio de la fluencia = 0.0021

Normatividad

- en todo el proceso de análisis y diseño se utilizó la normativa comprendida en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).
- Metrado de cargas = E 020
- Diseño sismorresistente = E 030
- Concreto Armado = E 060
- Suelos y cimentaciones = E 050

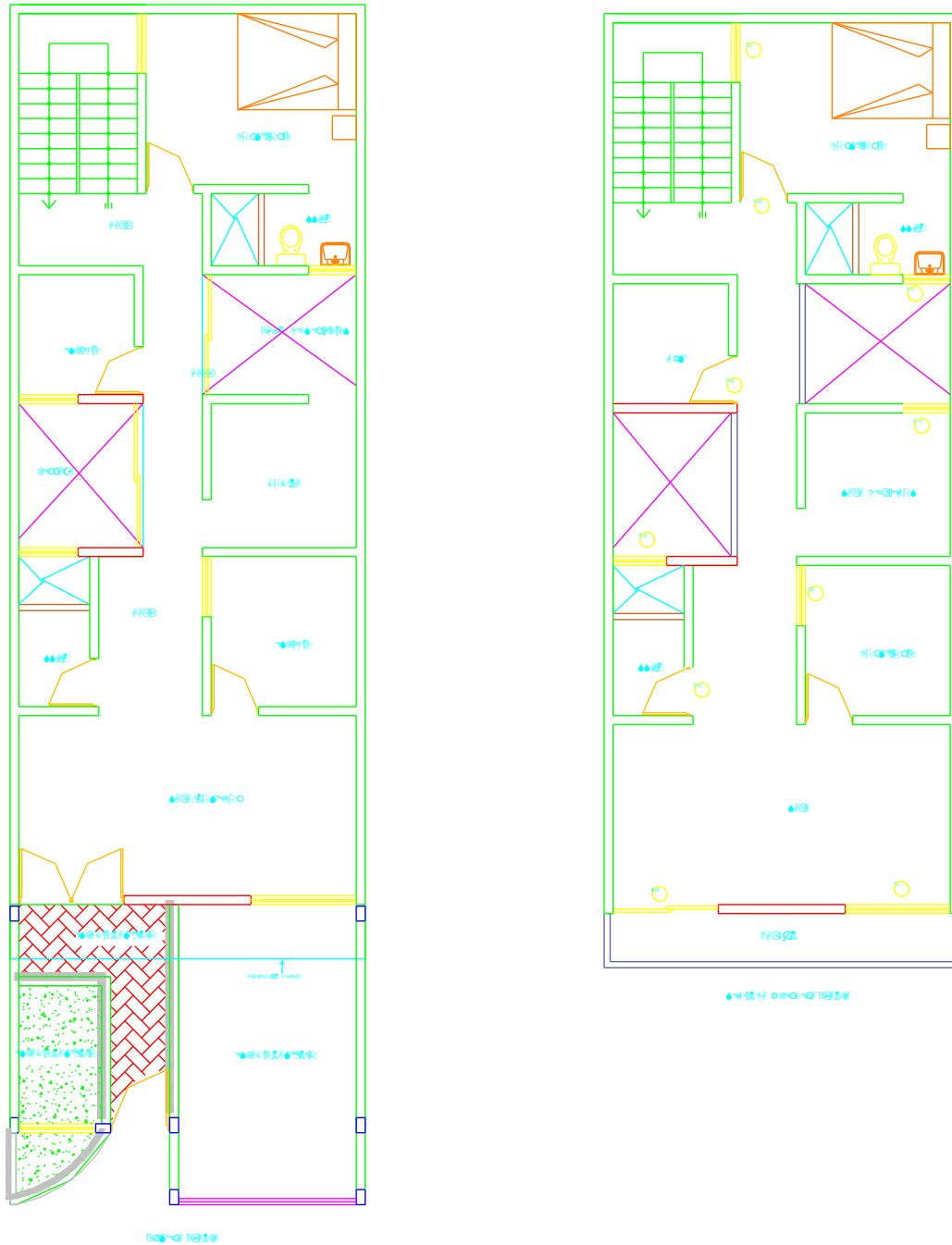


Figura N°21.- Plano de arquitectura

Fuente: Elaboración propia.

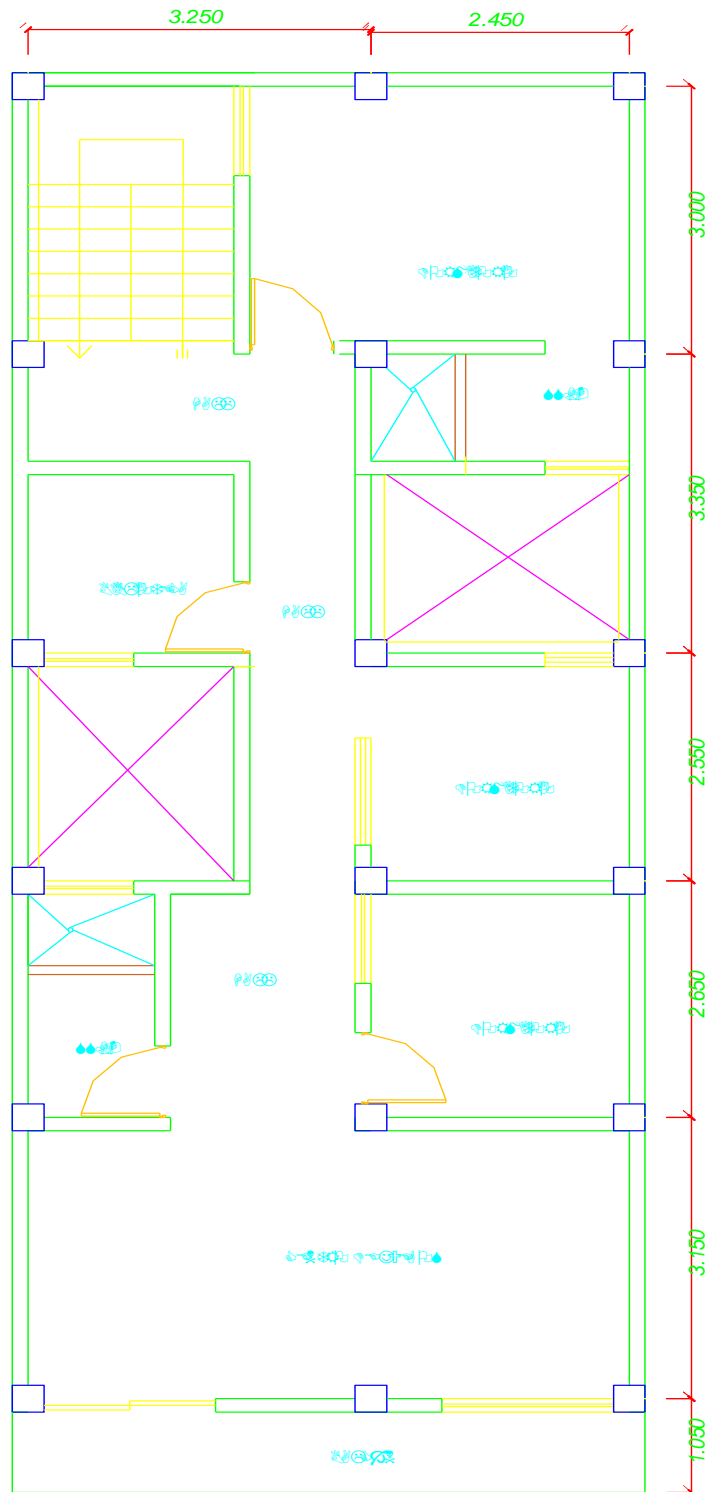


Figura N°22.- Estructuración y diseño en sistema aporticado.

Fuente: Elaboración propia.

Pre dimensionado:

Espesor de losa aligerada:

$$h \geq \frac{L_{\text{vigüeta}}}{25}$$

$h_{\text{min}} = 0.17 \text{ m}$ (Norma E 060, concreto armado)

$$h \geq \frac{3.25}{25} = t \geq 0.13 \text{ m}$$

Se optará por un espesor de losa mínimo:

$$h = 0.17 \text{ m}$$

Dimensionamiento de columnas

$$bD = \frac{P}{nf'_c}$$

Tipo C1 (para los primeros pisos)	Columna interior	$P = 1.10 P_G$ $n = 0.30$
Tipo C1 (para los 4 últimos pisos superiores)	Columna interior	$P = 1.10 P_G$ $n = 0.25$
Tipo C2, C3	Columnas Extremas de pórticos interiores	$P = 1.25 P_G$ $n = 0.25$
Tipo C4	Columna de esquina	$P = 1.50 P_G$ $n = 0.20$

Figura N°23.- Denominación para columnas.

Fuente: Elaboración propia.

Columna C1:

Metrado de cargas:

Peso de losa: 280 kg/m²

Peso de tabiquería: 150 kg/m²

Peso de vigas:	100 kg/m ²	
Peso de columnas:	60 kg/m ²	
Peso de acabados:	<u>100 kg/m²</u>	
Carga muerta (WD):	690 kg/m ²	
Carga viva (WL):	200 kg/m ²	→ Uso Viviendas

$$W_u = 1.4 \times WD + 1.7 \times WL$$

$$W_u = 1.4 \times 690 \text{ kg/m}^2 + 1.7 \times 200 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 1306 \text{ kg/m}^2$$

-Columna Central C-1

Area tributaria:	8.26 m ²
n:	0.30
f'c:	280 kg/cm ²
N° Pisos:	3

$$B \times D = \frac{1.10 \times 1306 \times 8.26 \times 3}{0.30 \times 280} = 424 \text{ cm}^2$$

$$0.30 \times 280$$

$$B = D = \sqrt{424 \text{ cm}^2} = 21 \text{ cm}$$

-Columna Lateral C-2

Area tributaria:	7.17 m ²
n:	0.25
f'c:	280 kg/cm ²
N° Pisos:	3

$$B \times D = \frac{1.25 \times 1306 \times 7.17 \times 3}{0.25 \times 280} = 502 \text{ cm}^2$$

$$0.25 \times 280$$

$$B = D = \sqrt{502 \text{ cm}^2} = 23 \text{ cm}$$

-Columna en Esquina C-3

Area tributaria:	4.27 m ²
n:	0.20
f'c:	280 kg/cm ²
N° Pisos:	3

$$B \times D = \frac{1.5 \times 1306 \times 4.27 \times 3}{0.2 \times 280} = 502 \text{ cm}^2$$

$$B = D = \sqrt{448 \text{ cm}^2} = 21 \text{ cm}$$

Consideraremos columnas de 30 x 30 cm para dar una mejor estabilidad a los pórticos.

USAR COLUMNAS DE **30 X 30 cm²**

- Vigas

Metrado de cargas

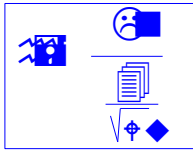
Peso de losa:	280 kg/m ²	
Peso de tabiquería:	150 kg/m ²	
Peso de acabados:	<u>100 kg/m²</u>	
Carga muerta (WD):	530 kg/m²	
Carga viva (WL):	200 kg/m ²	→ Uso Viviendas

$$W_u = 1.4 \times WD + 1.7 \times W_l$$

$$W_u = 1082 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u = 0.11 \text{ kg/cm}^2$$

Vigas en dirección x



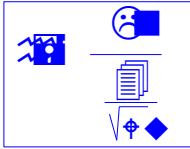
$$h = 0.27 \text{ mt}$$



$$\begin{aligned} L_n &= 3.25 \text{ mt} & b &= 3.175/20 \\ B &= 3.175 \text{ mt} & b &= 0.16 \text{ mt} \\ h &= 3.25/(4/\sqrt{0.11}) & b &= 0.25 \text{ mt} \end{aligned}$$

$$h = 0.3 \text{ mt}$$

Vigas en dirección y



$$\begin{aligned} L_n &= 3.35 \text{ mt} & b &= 2.85/20 \\ B &= 2.85 \text{ mt} & b &= 0.14 \text{ mt} \\ h &= 3.35/(4/\sqrt{0.11}) & b &= 0.25 \text{ mt} \\ h &= 0.28 \text{ mt} \end{aligned}$$

USAR VIGAS DE: **25 X 30 cm²** en dirección X e Y

- **Predimensionamiento de zapatas:**

ZAPATA CENTRAL

AREA TRIBUTARIA=	8.260	M2
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE df=	1.6	mt
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO qs	1.98	kg/cm2
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO	1850	kg/m3
PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO	2400	kg/m3
PESO ESPECÍFICO PROMEDIO	2125	kg/m3
F´C=	280	kg/cm2
FLUENCIA DEL ACERO	4200	kg/cm2
db=	1.59	cm
hf=	1.7	cm
S/C=	400	kg/m2
N° PISOS=	3	
PESO TOTAL AMPLIFICADO=	32362.68	kg
PESO TOTAL SIN AMPLIFICAR=	22054.2	kg

ALTURA DE ZAPATA**LONGITUD DE DESARROLLO DE LA BARRA EN COMPRESIÓN**

$$0.08db*fy/vf'c = 31.92694661 \quad 32 \text{ cm}$$

$$0.004 db*fy = 26.712$$

$$h = 42 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{PERALTE EFECTIVO} = 31 \text{ cm} \quad 0.311$$

AREA DE ZAPATA

$$\text{ESFUERZO NETO} = \text{qs-peso especifico promedio*hf-s/c piso}$$

$$\text{ESFUERZO NETO} = 15787.5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{AREA DE ZAPATA} = \text{P/ESFUERZO NETO}$$

$$\text{AREA DE ZAPATA} = 1.396940618$$

$$B=D = 1.181922425$$

$$\text{USAR ZAPATAS DE: } 1.2 \times 1.2 \text{ mt}$$

ZAPATA LATERAL

AREA TRIBUTARIA=	7.170	M2
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE df=	1.6	mt
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO qs	1.98	kg/cm2
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO	1850	kg/m3
PESO ESPECIFICO DEL CONCRETO	2400	kg/m3
PESO ESPECÍFICO PROMEDIO	2125	kg/m3
F´C=	280	kg/cm2
FLUENCIA DEL ACERO	4200	kg/cm2
db=	1.59	cm
hf=	1.7	cm
S/C=	400	kg/m2
N° PISOS=	3	
PESO TOTAL AMPLIFICADO=	28092.06	kg
PESO TOTAL SIN AMPLIFICAR=	19143.9	kg

ALTURA DE ZAPATA

LONGITUD DE DESARROLLO DE LA BARRA EN COMPRESIÓN

$$0.08db*fy/vf'c \quad 31.92694661 \quad 32 \text{ cm}$$

$$0.004 db*fy \quad 26.712 \text{ cm}$$

$$h= \quad 42 \quad \text{cm}$$

$$h= \quad 40 \quad \text{cm}$$

$$\text{PERALTE EFECTIVO=} \quad 31 \quad \text{cm} \quad 0.31$$

AREA DE ZAPATA

$$\text{ESFUERZO NETO=} \quad \text{qs-peso especifico promedio*hf-s/c piso}$$

$$\text{ESFUERZO NETO=} \quad 15787.5 \quad \text{kg/m2}$$

$$\text{AREA DE ZAPATA=} \quad \text{P/ESFUERZO NETO}$$

$$\text{AREA DE ZAPATA=} \quad 1.212598575$$

$$B=2A \quad \text{ENTONCES AREA DE ZAPATA= } 2 A^2 \quad A= \quad 0.77865222$$

$$B= \quad 1.2$$

$$\text{USAR ZAPATAS DE:} \quad 1.2 \quad \times \quad 1.00 \quad \text{mt}$$

MIN

ZAPATA LATERAL

AREA TRIBUTARIA=	7.170	M2
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE df=	1.6	mt
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO qs	1.98	kg/cm2
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO	1850	kg/m3
PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO	2400	kg/m3
PESO ESPECÍFICO PROMEDIO	2125	kg/m3
F´C=	280	kg/cm2
FLUENCIA DEL ACERO	4200	kg/cm2
db=	1.59	cm
hf=	1.7	cm
S/C=	400	kg/m2
Nº PISOS=	3	
PESO TOTAL AMPLIFICADO=	28092.06	kg
PESO TOTAL SIN AMPLIFICAR=	19143.9	kg

ALTURA DE ZAPATA

LONGITUD DE DESARROLLO DE LA BARRA EN COMPRESIÓN

$$0.08db*fy/vf'c \quad 31.92694661 \quad 32 \text{ cm}$$

$$0.004 db*fy \quad 26.712 \text{ cm}$$

h=	42	cm	
h=	40	cm	
PERALTE EFECTIVO=	31	cm	0.31

AREA DE ZAPATA

$$\text{ESFUERZO NETO=} \quad \text{qs-peso especifico promedio*hf-s/c piso}$$

$$\text{ESFUERZO NETO=} \quad 15787.5 \quad \text{kg/m}^2$$

$$\text{AREA DE ZAPATA=} \quad \text{P/ESFUERZO NETO}$$

$$\text{AREA DE ZAPATA=} \quad 1.212598575$$

$$B=2A \quad \text{ENTONCES} \quad \text{AREA DE ZAPATA} = 2 A^2 \quad A = 0.77865222$$

$$B = 1.2$$

$$\text{USAR ZAPATAS DE:} \quad 1.2 \quad \times \quad 1.00 \quad \text{mt}$$

MIN

ZAPATA EN ESQUINA

AREA TRIBUTARIA=	4.270	M2
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE df=	1.6	mt
CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO qs	1.98	kg/cm2
PESO ESPECÍFICO DEL SUELO	1850	kg/m3
PESO ESPECÍFICO DEL CONCRETO	2400	kg/m3
PESO ESPECÍFICO PROMEDIO	2125	kg/m3
F'c=	280	kg/cm2
FLUENCIA DEL ACERO	4200	kg/cm2
db=	1.59	cm
hf=	1.7	cm
S/C=	400	kg/m2
N° PISOS=	3	
PESO TOTAL AMPLIFICADO=	16729.86	kg
PESO TOTAL SIN AMPLIFICAR=	11400.9	kg

ALTURA DE ZAPATA

LONGITUD DE DESARROLLO DE LA BARRA EN COMPRESIÓN

$0.08db*fy/vf'c$	31.92694661	→	31.93	cm
$0.004 db*fy$	26.712			
h=	41.93	cm		
h=	40	cm		

PERALTE EFECTIVO= 31 cm 0.31

AREA DE ZAPATA

ESFUERZO NETO= qs-peso especifico promedio*hf-s/c piso

ESFUERZO NETO= 15787.5 kg/m2

AREA DE ZAPATA= P/ESFUERZO NETO
 AREA DE ZAPATA= 0.722147268

A=B 0.849792485 → 0.8
 CONSIDERAR MINIMO UNA ZAPATA DE 1.00 X 1.00

USAR ZAPATAS DE: 1.00 x 1.00 mt

Resumiendo Se tiene:

Losa en una dirección xx e = 17 cm

Columnas de 30 x 30 cm2

Vigas de 25x 30 cm2

Zapatas:

- Centrales: 1.20 x 1.2 m2
- Laterales: 1.20 x 1.00 m2
- Esquina : 1.00 x 1.00 m2

Modelado en el programa ETABS

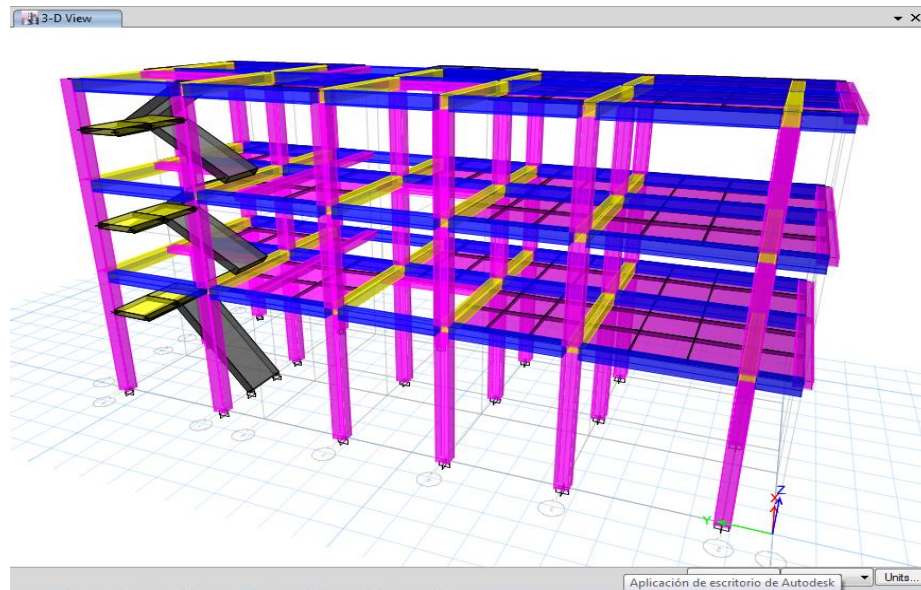


Figura N°24.- Modelo Aporticado en ETABS.

Fuente: Elaboración propia.

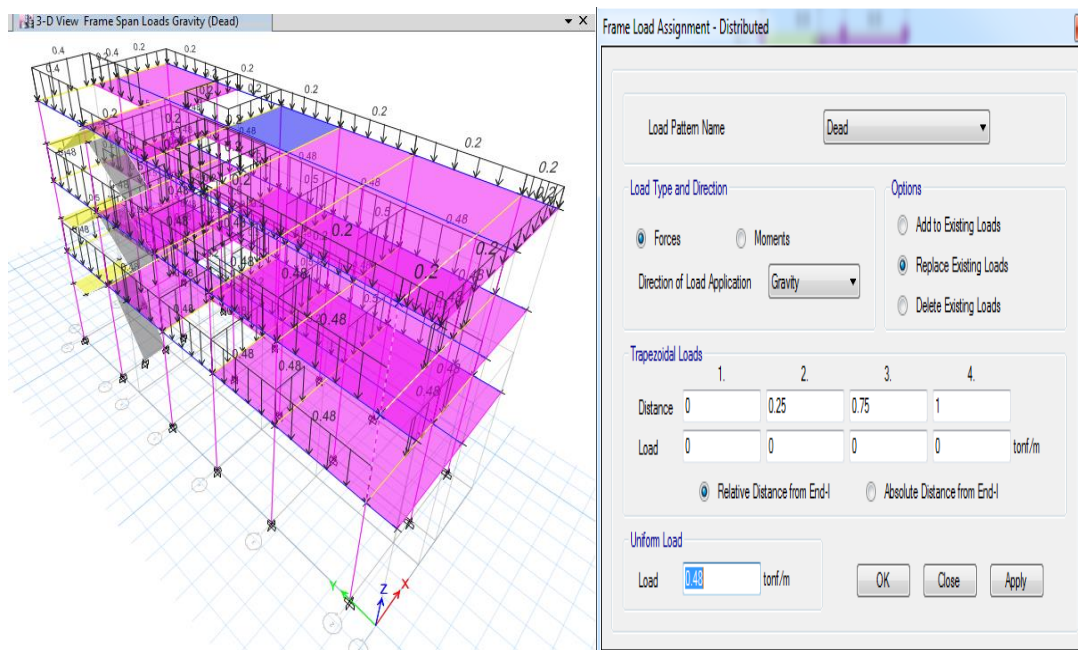


Figura N°25.- Asignación de cargas en ETABS.

Fuente: Elaboración propia.

Masas para análisis dinámico modal y sísmico

En el cálculo, la masa de la estructura se consideró el 100% de la carga muerta más el 25 % de la carga viva (Cap. 4.3 NTE E-030)

MASA SÍSMICA
100%CM+25%CV

Participating Mass Ratios

1 de 9 | Reload Apply

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.401	0.3794	0.318	0	0.3794	0.318	0	0.0567	0.0783	0.2243
Modal	2	0.37	0.1725	0.6061	0	0.5519	0.9241	0	0.1031	0.0349	0.1449
Modal	3	0.287	0.3659	0.0014	0	0.9178	0.9255	0	0.0011	0.0589	0.5484
Modal	4	0.114	0.0289	0.0252	0	0.9468	0.9508	0	0.3024	0.3343	0.0154
Modal	5	0.107	0.0183	0.0403	0	0.9651	0.9911	0	0.5064	0.1886	0.0076
Modal	6	0.093	0.024	7.329E-07	0	0.989	0.9911	0	0.0001	0.2651	0.0484
Modal	7	0.056	0.0027	0.0043	0	0.9917	0.9954	0	0.012	0.0081	0.0013
Modal	8	0.054	0.005	0.0034	0	0.9967	0.9988	0	0.0096	0.0173	0.0002
Modal	9	0.05	0.0014	0.0001	0	0.9981	0.9989	0	0.0003	0.006	0.0075

Figura N°26.- Periodos fundamentales de vibración.

Fuente: Elaboración propia.

Mass Source Data

Mass Source Name:

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Dead	1
Dead	1
Live	0.25

Buttons: Add, Modify, Delete

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

Buttons: OK, Cancel

Figura N°27.- Masa participativa.

Fuente: Elaboración propia.

Análisis sísmico

Se realizó un análisis sísmico Dinámico por Superposición Modal Espectral. Los parámetros empleados para el cálculo del Espectro de respuesta fueron:

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Donde:

Z = Factor de zona	= 0.45	Sullana - Piura
U = Factor de uso.	= 1	vivienda
C = Coeficiente de amplificación sísmica.	= 2.5	
S = Factor de suelo.	= S2 = 1,05	
R= Factor de reducción sismica	= R _o x Ia x Ip	
P = Peso de la edificación		

Además,

$$C = 2.5 ; T \leq T_p \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) ; T > T_p$$

En nuestro caso en un primer análisis nos dio como resultado un período de 0.542 seg y optamos por aumentar el area de buestras columnas en 40 X 40 cm2 obteniendo un período de vibración de 0.401 seg que se acerca más a lo deseado.

Verificando Irregularidades en planta

Irregularidad Torsional	No Definido
Irregularidad Torsional Extrema	No Definido
Irregularidad de esquinas entrantes	No Existe
Irregularidad por discontinuidad del diafragma	
Área total= 95.4 m ²	
Area de vanos= 13.6 m ²	
13.6/95.4 x 100% = 14% < 50% ,	No existe
Discontinuidad por sistemas no paralelos	No Existe

por lo tanto Ip =1

Verificando Irregularidades en altura

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	No Definido
Irregularidad de Resistencia – Piso Débil	No Definido
Irregularidad Extrema de Rigidez	No Definido
Irregularidad extrema de resistencia	No Definido
Irregularidad de masa o peso	

Tabla N° 03.- Pesos por niveles de la edificación

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	Peso / Nivel tonf
TERCER NIVEL	PESO EDIF	Bottom	98.8435	811.0112	-281.0933	98.8435
SEGUNDO NIVEL	PESO EDIF	Bottom	228.3981	1879.2274	-653.7523	129.5546
PRIMER NIVEL	PESO EDIF	Bottom	369.1887	3043.3913	-1058.9752	140.7906

Fuente: Elaboración propia

1er y 2do nivel: $140.79/129.55=1.087 < 1.5$ NO HAY IRREGULARIDAD

2do y 3er nivel: $129.55/98.84=1.31 < 1.5$ NO HAY IRREGULARIDAD

Irregularidad geométrica vertical	No Existe
Discontinuidad de los sistemas resistentes	No Existe
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	No Existe

Por lo tanto $I_a = 1$

$R_0 = 8$ (Pórticos)

$R = 8 \times 1 \times 1 = 8$

Resumiendo:

Z: Factor de zona	0.45
U: Factor de uso o importancia	1.00
S: Factor de amplificación del suelo	1.05
TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)	0.60
TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C	2.00
P: Peso Total de la Edificación (Ton)	369.1887
Dirección X	
TX: Periodo natural en la dirección X (s)	0.401
CX: Factor de amplificación sísmica en X	2.50
Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas	8.00
Iax: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)	1.00
Ipx: irregularidad en planta (Torsión)	0.75
RX: Coeficiente de reducción sísmico en X	8.00
Cx/Rx > 0.11	Cumple
Kx: Exponente relacionado con el período fundamental	1.000
CXe: Coeficiente Sísmico = $Z*U*S*Cx / Rx$	0.1477
VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X (Ton)	54.51
eax: Excentricidad accidental	
Dirección Y	
TY: Periodo natural en la dirección Y (s)	0.370
CY: Factor de amplificación sísmica en Y	2.50
Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas	8.00
Iay: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)	1.00
Ipy: irregularidad en planta (Torsión)	1.00
RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y	8.00
Cy/Ry > 0.11	Cumple
Ky: Exponente relacionado con el período fundamental	1.000
CYe: Coeficiente Sísmico = $Z*U*S*Cy / Ry$	0.1477
VY: Fuerza cortante en la base en la dirección Y (Ton)	54.51

- Se procede a definir los patrones de carga por sismo en dirección X e Y.

Realizaremos el Analisis usando coeficientes:

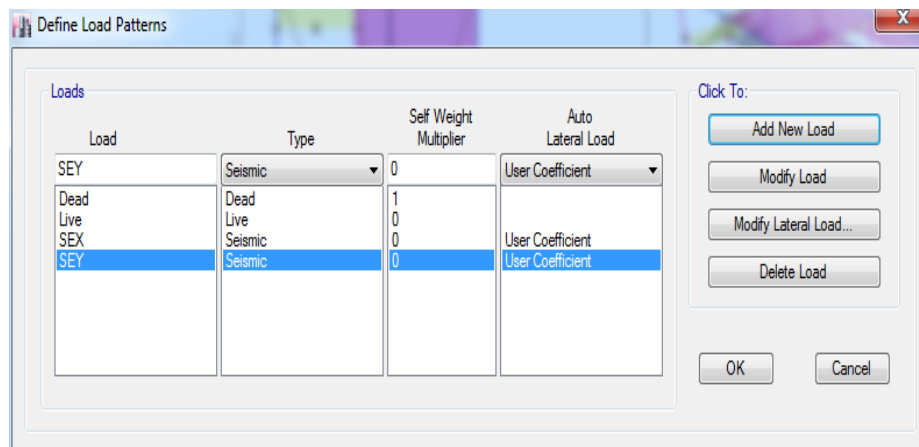


Figura N°28.- Asignación de patrones de carga.

Fuente: Elaboración propia.

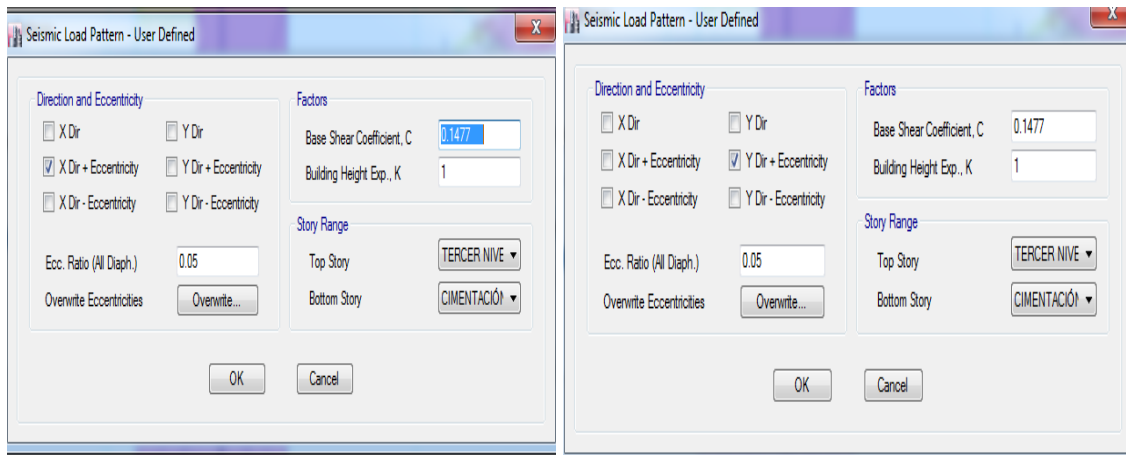


Figura N°29.- Asignación del coeficientes de amplificación para el análisis.

Fuente: Elaboración propia.

- Ahora se procede a verificar nuestro centro de masa y rigidez, con ello analizamos la interpretación de signos del sismo asignado.

Tabla N° 04.- Centro de masa y rigidez.

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m	XCM m	YCM m	Cumulative X tonf-s ² /m	Cumulative Y tonf-s ² /m	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
PRIMER NIVEL	T1	8.20168	8.20168	3.1631	9.3363	8.20168	8.20168	3.1631	9.3363	2.9378	10.1222
SEGUNDO NIVEL	T2	7.7639	7.7639	3.1588	9.3481	7.7639	7.7639	3.1588	9.3481	2.8384	10.2945
TERCER NIVEL	T3	4.59741	4.59741	3.111	9.2001	4.59741	4.59741	3.111	9.2001	2.8122	10.1821

Fuente: Elaboración propia.

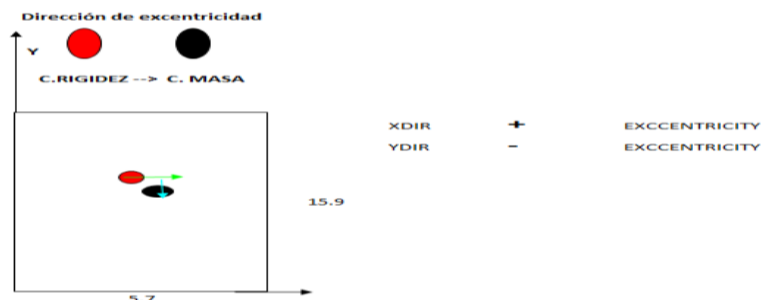


Figura N°30.- Centro de masa y de rigidez.

Fuente: Elaboración propia.

- Ahora se procede a realizar el análisis dinámico de la estructura, para ello realizaremos un espectro del suelo con ayuda de hojas de cálculo y las copiaremos en archivos de texto para ingresarlas al ETABS. Posteriormente se agregará un nuevo caso de carga que incluye el espectro de respuesta del suelo.

Tabla N° 05.- Parámetros Para el análisis.

ACELERACION ESPECTRAL

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Tabla N° 4 PERIODOS "T _P " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Z: Factor de zona	0.45
U: Factor de uso o importancia	1.00
S: Factor de amplificación del suelo	1.05
TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)	0.60
TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)	2.00
RX: Coeficiente de reducción sísmico en X	8.00
RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y	8.00
FACTOR=ZUSg/R - DIRECCION X	0.5794031
FACTOR=ZUSg/R - DIRECCION Y	0.5794031

2.5 Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

*

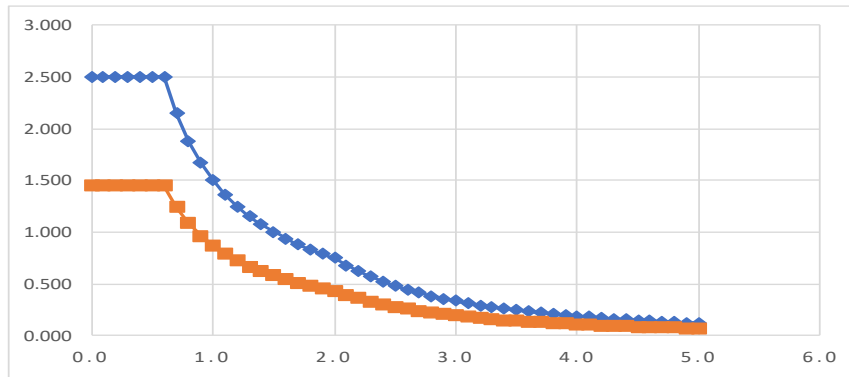
T es el periodo según se define en el numeral 4.5.4 o en numeral 4.6.1.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Tabla N° 06.- Espectros de diseño.

SISMO XX			SISMO YY		
T(periodo)	Cx	Sa PSEUDOESPECTRO	T(periodo)	Cy	Sa PSEUDOESPECTRO
0.0	2.500	1.449	0.0	2.500	1.449
0.1	2.500	1.449	0.1	2.500	1.449
0.2	2.500	1.449	0.2	2.500	1.449
0.3	2.500	1.449	0.3	2.500	1.449
0.4	2.500	1.449	0.4	2.500	1.449
0.5	2.500	1.449	0.5	2.500	1.449
TP 0.6	2.500	1.449	TP 0.6	2.500	1.449
0.7	2.143	1.242	0.7	2.143	1.242
0.8	1.875	1.086	0.8	1.875	1.086
0.9	1.667	0.966	0.9	1.667	0.966
1.0	1.500	0.869	1.0	1.500	0.869
1.1	1.364	0.790	1.1	1.364	0.790
1.2	1.250	0.724	1.2	1.250	0.724
1.3	1.154	0.669	1.3	1.154	0.669
1.4	1.071	0.621	1.4	1.071	0.621
1.5	1.000	0.579	1.5	1.000	0.579
1.6	0.938	0.543	1.6	0.938	0.543
1.7	0.882	0.511	1.7	0.882	0.511
1.8	0.833	0.483	1.8	0.833	0.483
1.9	0.789	0.457	1.9	0.789	0.457
TL 2.0	0.750	0.435	TL 2.0	0.750	0.435
2.1	0.680	0.394	2.1	0.680	0.394
2.2	0.620	0.359	2.2	0.620	0.359
2.3	0.567	0.329	2.3	0.567	0.329
2.4	0.521	0.302	2.4	0.521	0.302
2.5	0.480	0.278	2.5	0.480	0.278
2.6	0.444	0.257	2.6	0.444	0.257
2.7	0.412	0.238	2.7	0.412	0.238
2.8	0.383	0.222	2.8	0.383	0.222
2.9	0.357	0.207	2.9	0.357	0.207
3.0	0.333	0.193	3.0	0.333	0.193
3.1	0.312	0.181	3.1	0.312	0.181
3.2	0.293	0.170	3.2	0.293	0.170
3.3	0.275	0.160	3.3	0.275	0.160
3.4	0.260	0.150	3.4	0.260	0.150
3.5	0.245	0.142	3.5	0.245	0.142
3.6	0.231	0.134	3.6	0.231	0.134
3.7	0.219	0.127	3.7	0.219	0.127
3.8	0.208	0.120	3.8	0.208	0.120
3.9	0.197	0.114	3.9	0.197	0.114
4.0	0.188	0.109	4.0	0.188	0.109
4.1	0.178	0.103	4.1	0.178	0.103
4.2	0.170	0.099	4.2	0.170	0.099
4.3	0.162	0.094	4.3	0.162	0.094
4.4	0.155	0.090	4.4	0.155	0.090
4.5	0.148	0.086	4.5	0.148	0.086
4.6	0.142	0.082	4.6	0.142	0.082
4.7	0.136	0.079	4.7	0.136	0.079
4.8	0.130	0.075	4.8	0.130	0.075
4.9	0.125	0.072	4.9	0.125	0.072
5.0	0.120	0.070	5.0	0.120	0.070

Fuente: Elaboración propia



Response Spectrum Function Definition - User Defined

Function Name: **ESPECTRO XX**

Function Damping Ratio: 0.05

Period	Value
0	2.5
0.1	2.5
0.2	2.5
0.3	2.5
0.4	2.5
0.5	2.5
0.6	2.5

Function Graph: [Graph showing decay from 2.5 at 0.5s to ~0.2 at 5.0s]

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Response Spectrum Function Definition - User Defined

Function Name: **ESPECTRO YY**

Function Damping Ratio: 0.05

Period	Value
0	2.5
0.1	2.5
0.2	2.5
0.3	2.5
0.4	2.5
0.5	2.5
0.6	2.5

Function Graph: [Graph showing decay from 2.5 at 0.5s to ~0.2 at 5.0s]

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

Load Case Data

Load Case Name: SDX

Load Case Type: Response Spectrum

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO XX	0.5794031

Other Parameters: Modal Load Case (Modal), Modal Combination Method (CQC), SRSS

Buttons: OK, Cancel

Load Case Data

Load Case Name: SDY

Load Case Type: Response Spectrum

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO YY	0.5794

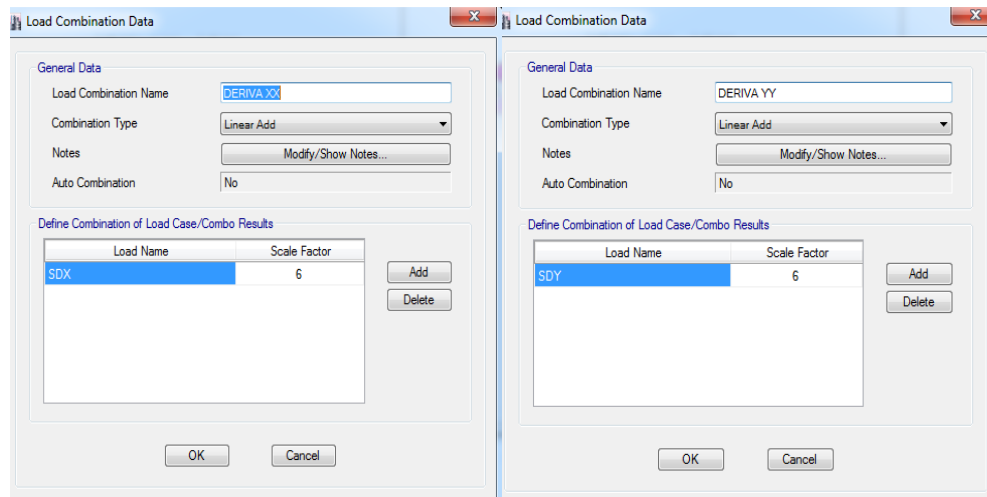
Other Parameters: Modal Load Case (Modal), Modal Combination Method (CQC), SRSS

Buttons: OK, Cancel

Figura N°31.- Espectro de diseño

Fuente: Elaboración propia.

- Ahora pasaremos a verificar las derivas o desplazamientos que se originarán producto del sismo las cuales deben cumplir con lo establecido en la normatividad. La distorsión de entrepiso $\Delta \leq 0.007$. Para definir las derivas se debe multiplicar por 0.75 R los resultados del analisis lineal y elástico.



Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
TERCER NIVEL	DERIVA XX Max	X	0.004112	24	5.7	0	9.225
SEGUNDO NIVEL	DERIVA XX Max	X	0.006745	24	5.7	0	6.555
PRIMER NIVEL	DERIVA XX Max	X	0.006271	15	5.7	0.9	3.885

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
TERCER NIVEL	DERIVA YY Max	Y	0.002644	20	0	0	9.225
SEGUNDO NIVEL	DERIVA YY Max	Y	0.00449	20	0	0	6.555
PRIMER NIVEL	DERIVA YY Max	Y	0.004752	6	0	0.9	3.885

Figura N°32.- Verificación de derivas.

Fuente: Elaboración propia.

- Ahora bien los desplazamientos son menores a 0.007 por tanto cumplen con lo solicitado. Ahora se verificará las irregularidades faltantes para definir si nuestra estructura es completamente Regular.

Para la dirección "X"

Piso Blando (NO TIENE)

Tabla N° 07.- Verificación de irregularidad por piso blando en XX.

Story	Load Case	Shear X	Drift X	Stiffness X	Shear Y	Drift Y	Stiffness Y
		tonf	m	tonf/m	tonf	m	tonf/m
TERCER	SDX	10.0952	0.001283	7868.461	4.5092	0.000534	8438.224
SEGUND	SDX	21.2097	0.002063	10282.613	9.6447	0.000896	10766.261
PRIMER	SDX	28.3126	0.002864	9883.971	12.9223	0.001331	9705.893

Stiffness X POR PISO	rigidez		extrema rigidez	
	0.7 K(i+1)	0.8*(KPROM)	0.6 K(i+1)	0.7*(KPROM)
7868.461	5508			
10282.613	7198			
9883.971				

Piso Débil (NO TIENE)

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
TERCER	SDX Max	Bottom	0	10.0952	4.5092	96.0587	11.8825	26.5767
SEGUND	SDX Max	Bottom	0	21.2097	9.6447	203.8795	37.3599	82.421
PRIMER	SDX Max	Bottom	0	28.3126	12.9223	272.4867	87.0623	191.0148

Resistencia	Extrema Resistencia
80%	65%

8.08
16.97

Fuente: Elaboración propia.

Torsión (existe irregularidad torsional) $I_a=0.75$

Tabla N° 08.- Verificación de irregularidad torsional en XX.

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m
TERCER	DERIVA XX Max	Diaph T3 X	0.004112	0.002883	1.426	24	5.7	0	9.225
SEGUND	DERIVA XX Max	Diaph T2 X	0.006745	0.004635	1.455	24	5.7	0	6.555
PRIMER	DERIVA XX Max	Diaph T1 X	0.006271	0.004424	1.417	15	5.7	0.9	3.885

Resistencia	Ext. Torsion
RATIO >1.3	RATIO >1.5
SI TIENE	NO TIENE
SI TIENE	NO TIENE
SI TIENE	NO TIENE

Fuente: Elaboración propia.

Para la dirección “Y”

Piso Blando (NO TIENE)

Tabla N° 09.- Verificación de irregularidad por piso blando en YY.

Story	Load Case	Shear X tonf	Drift X m	Stiffness X tonf/m	Shear Y tonf	Drift Y m	Stiffness Y tonf/m
TERCER	SDY	4.6073	0.000596	7727.439	12.6321	0.001348	9372.289
SEGUND	SDY	9.7063	0.000961	10096.921	27.0252	0.002037	13266.359
PRIMER	SDY	12.9223	0.001309	9869.2	36.3221	0.003035	11968.583

	rigidez		extrema rigidez	
Stiffness Y POR PISO	0.7 K(i+1)	0.8*(KPROM)	0.6 K(i+1)	0.7*(KPROM)
9372		6561		
13266		9286		
11969				

Fuente: Elaboración propia

Piso Débil (NO TIENE)

Story	Load Case/Comb	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
TERCER	SDY Max	Bottom	0	4.6073	12.6321	42.0923	33.1591	12.2858
SEGUND	SDY Max	Bottom	0	9.7063	27.0252	90.9875	104.4302	38.0483
PRIMER	SDY Max	Bottom	0	12.9223	36.3221	122.8786	244.0008	87.8541

Resistencia	Extrema Resistencia
80%	65%

10.11
21.62

Fuente: Elaboración propia

Torsión (NO TIENE)

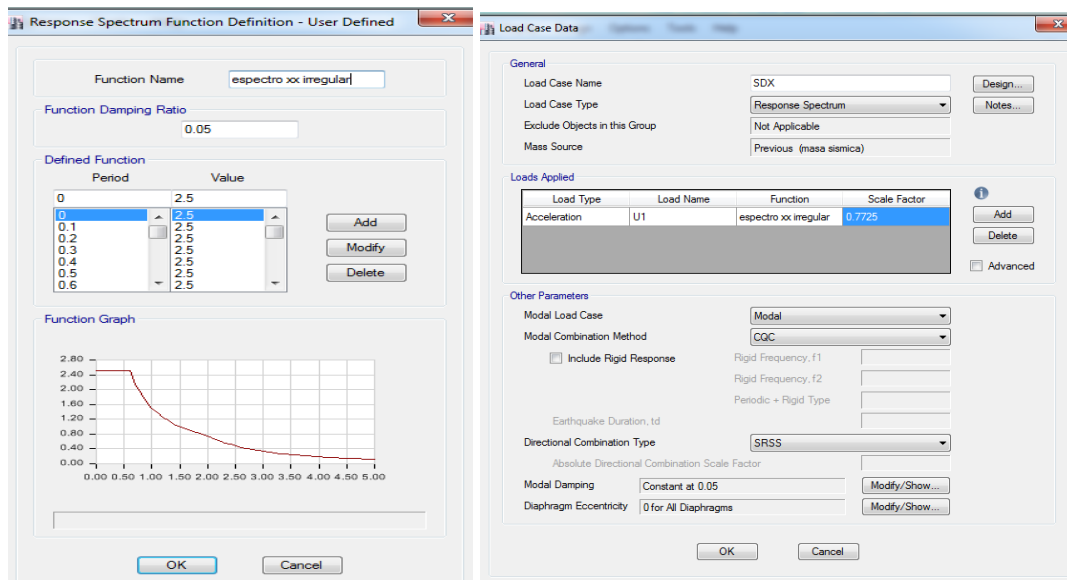
Tabla N° 10.- Verificación de irregularidad torsional en YY.

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X m	Max Loc Y m	Max Loc Z m
TERCER	DERIVA YY Max	Diaph T3 Y	0.002644	0.002606	1.015	20	0	0	9.225
SEGUND	DERIVA YY Max	Diaph T2 Y	0.00449	0.004437	1.012	20	0	0	6.555
PRIMER	DERIVA YY Max	Diaph T1 Y	0.004752	0.004687	1.014	6	0	0.9	3.885

Resistencia	Ext. Torsion
RATIO > 1.3	RATIO > 1.5
NO TIENE	NO TIENE
NO TIENE	NO TIENE
NO TIENE	NO TIENE

Fuente: Elaboración propia.

Se verifica que la edificación es Regular en dirección Y e Irregular en dirección X, por tanto cambiaremos nuestro espectro de respuesta en dirección x y verificaremos nuestras derivas.



Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
TERCER NIVEL	DERIVA XX Max	X	0.004661	24	5.7	0	9.225
SEGUNDO NIVEL	DERIVA XX Max	X	0.007644	24	5.7	0	6.555
PRIMER NIVEL	DERIVA XX Max	X	0.007107	15	5.7	0.9	3.885

Figura N°33.- Corrección del coeficiente de reducción Sísmica.

Fuente: Elaboración propia.

Con este nuevo análisis vemos que nuestros desplazamientos son mayores a 0.007, por lo que no estaría cumpliendo con los requisitos deseados. Para ello aumentaremos la sección de columna en el eje X debido a que el eje Y si cumple con lo establecido. Tomaremos una sección de columna de 50 x 35 cm, de esta manera se rigidiza más en el eje X.

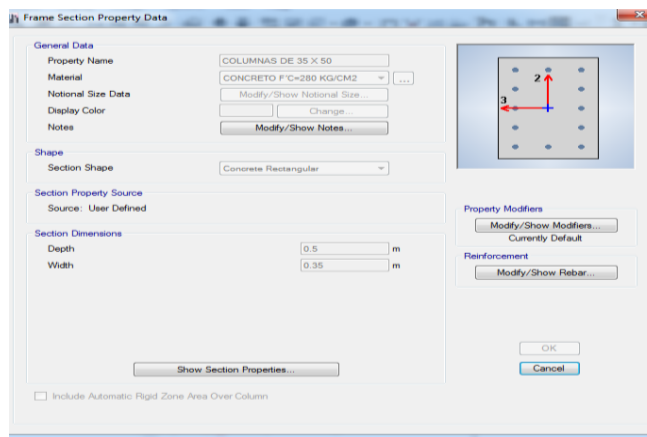


Figura N°34.- Cambio de sección de columnas en XX.

Fuente: Elaboración propia.

Realizado el cambio de sección verificamos las derivas obtenidas. Verificamos los periodos de respuesta para verificar que no existan cambios en ninguna variable ingresada tanto en el análisis estático como en el dinámico.

Tabla N° 11.- Obtención de derivas.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
TERCER NIVEL	DERIVA XX Max	X	0.004531	24	5.7	0	9.225
TERCER NIVEL	DERIVA XX Max	Y	0.001265	20	0	0	9.225
TERCER NIVEL	DERIVA YY Max	X	0.0018	24	5.7	0	9.225
TERCER NIVEL	DERIVA YY Max	Y	0.003005	10	5.7	15.6	9.225
SEGUNDO NIVEL	DERIVA XX Max	X	0.006625	24	5.7	0	6.555
SEGUNDO NIVEL	DERIVA XX Max	Y	0.002049	3	0	9.25	6.555
SEGUNDO NIVEL	DERIVA YY Max	X	0.002649	24	5.7	0	6.555
SEGUNDO NIVEL	DERIVA YY Max	Y	0.005273	24	5.7	0	6.555
PRIMER NIVEL	DERIVA XX Max	X	0.005329	15	5.7	0.9	3.885
PRIMER NIVEL	DERIVA XX Max	Y	0.002101	3	0	9.25	3.885
PRIMER NIVEL	DERIVA YY Max	X	0.002088	15	5.7	0.9	3.885
PRIMER NIVEL	DERIVA YY Max	Y	0.005774	18	5.7	9.25	3.885

Fuente: Elaboración propia.

Los períodos de vibración son parecidos por lo que el coeficiente de amplificación sísmica es el mismo y no influye en los parámetros insertados anteriormente.

Todos las derivas obtenidas son menores a 0.007, por tanto la nueva estructuración es la ideal.

- Ahora realizaremos un escalamiento de ser necesario para encontrar nuestro Sismo de Diseño. Según la norma (E030, Sismoresistencia)

FACTOR DE ESCALA= 80%-90% V ESTÁTICO/V DINÁMICO

Tabla N° 12.- Factor de escalamiento.

Z=	0.45		
U=	1		
S=	1.05		
TP=	0.6		
TL=	2		
CX=	2.500	TX=	0.347
CY=	2.500	TY=	0.401
RX=	6		
RY=	8		

Masa y Torsión $Cx/Rx > 0.125$ 0.416666667 cumple

Masa y Torsión $Cy/Ry > 0.125$ 0.3125 cumple

	PESO EDIFICACION	CORTANTE		CORTANTE DE DISEÑO	CORTANTE DINAMICA	FACTOR DE ESCALA
		ESTATICA				
$Vx = Z * U * S * Cx / Rx$	0.197	312.6236	61.54777125	55.39299413	39.1314	1.4156
$Vy = Z * U * S * Cy / Ry$	0.148	312.6236	46.16082844	36.92866275	39.2753	0.9403

Fuente: Elaboración propia.

Para el eje X el factor de escala es 1.4156, para el eje Y no consideraremos factor de escala debido a que la cortante dinámica es superior a la de diseño, por tanto diseñaremos con la mayor. Realizaremos una combinación de carga para determinar el sismo de diseño en dirección X, para dirección Y usaremos el sismo dinámico ya establecido.

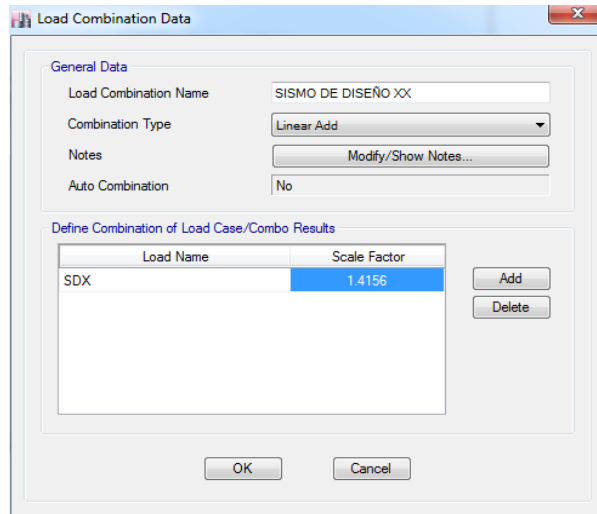


Figura N°35.- Combinación de carga para sismo de diseño.

Fuente: Elaboración propia.

- Ahora realizaremos el diseño de los elementos estructurales con ayuda del programa.

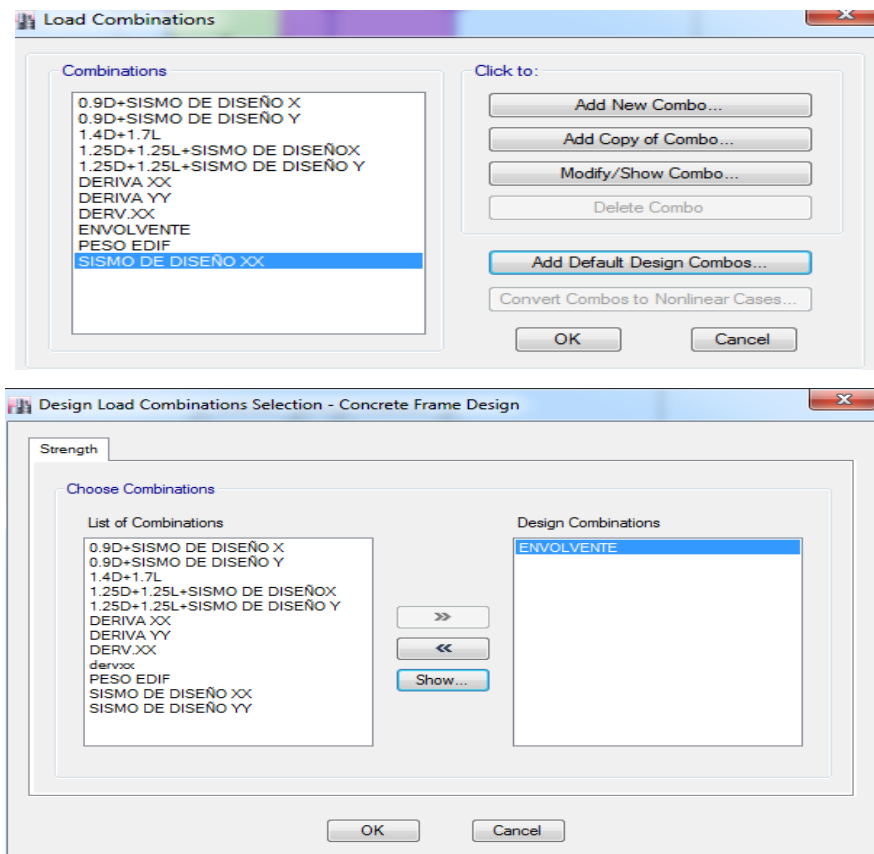


Figura N°36.- Combinaciones de carga.

Fuente: Elaboración propia.

El diseño de las vigas se realizará para la combinación de la ENVOLVENTE.

Con ayuda de plantillas realizaremos la optimización del área de acero calculada por el programa. Con los parámetros establecidos por el R.N.E (Reglamento Nacional de Edificaciones).

Diseñaremos la viga del eje C-C para la dirección Y, y en el eje 2-2 para dirección X.

Tabla N° 13.- Análisis de pórtico 2 para vigas, primer nivel.

PORTICO 2 - PRIMER NIVEL

b= 25 cm
h= 30 cm
F_y= 4200 kg/cm²
F'_c= 280 kg/cm²
ρ max= 0.0142
d= 24 cm
ELEMENTO= FLEXION
Φ= 0.9

	FLEXION	CORTANTE	FLEXO-COMPRESIÓN (ZUNCHA)	FLEXO-COMPRESIÓN (ESTRIB)
Φ	0.9	0.85	0.75	0.7

	SECCION	APOYO	TRAMO	APOYO	APOYO	TRAMO	APOYO	AS MAX
	As +(cm ²)	4.97	2.08	4.72	6.63	3.06	7.07	7.63
	As -(cm ²)	6.80	2.01	6.00	7.26	3.02	7.63	
	As min (cm ²)	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91		
APOYOS	AS+ REQUISITOS	4.97		4.72	6.63		7.07	
TODO	AS+ REQUISITOS	4.97	2.08	4.72	6.63	3.06	7.07	
	AS- REQUISITOS	6.80	2.01	6.00	7.26	3.02	7.63	
	AS+ DISEÑO	4.97	2.08	4.72	6.63	3.06	7.07	
	AS- DISEÑO	6.80	2.01	6.00	7.26	3.02	7.63	
	AS+ USAR	2Φ3/4"	2Φ3/4"	2Φ3/4"	2Φ3/4"+ 1Φ1/2"	2Φ3/4"	2Φ3/4"+ 1Φ1/2"	
	AS- USAR	2Φ3/4"+ 1Φ1/2"	2Φ3/4"	2Φ3/4"	2Φ3/4"+ 1Φ5/8"	2Φ3/4"	2Φ3/4"+ 1Φ5/8"	
	AS+ NUEVO	5.70	5.70	5.70	7.68	5.70	7.68	
	AS-NUEVO	6.97	5.70	5.70	7.68	5.70	7.68	

Elevation View - 2 Longitudinal Reinforcing (ACI 318-14)							
	6.80	2.01	6.00	7.26	3.02	7.63	PRIMER NIVEL
	4.97	2.08	4.72	6.63	3.06	7.07	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 14.- Análisis de pórtico 2 para vigas, segundo nivel.

PORTICO 2 - SEGUNDO NIVEL

b= 25 cm
h= 30 cm
F_y= 4200 kg/cm²
F'_c= 280 kg/cm²
ρ max= 0.0142
d= 24 cm
ELEMENTO= FLEXION
Φ= 0.9

	FLEXION	CORTANTE	FLEXO-COMPRESIÓN (ZUNCHA)	FLEXO-COMPRESIÓN (ESTRIB)
Φ	0.9	0.85	0.75	0.7

	SECCION	APOYO	TRAMO	APOYO	APOYO	TRAMO	APOYO	AS MAX
APOYOS TODO	As +(cm ²)	4.3	2.01	4.01	5.48	2.05	6.11	6.36
	As -(cm ²)	5.62	2.01	4.77	5.93	2.49	6.36	
	As min (cm ²)	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91		
	AS+ REQUISITOS	4.30		4.01	5.48		6.11	
	AS+ REQUISITOS	4.3	2.01	4.01	5.48	2.05	6.11	
	AS- REQUISITOS	5.62	2.01	4.77	5.93	2.49	6.36	
	AS+ DISEÑO	4.30	2.01	4.01	5.48	2.05	6.11	
	AS- DISEÑO	5.62	2.01	4.77	5.93	2.49	6.36	
	AS+ USAR	2Φ5/8"	2Φ5/8"	2Φ5/8"	2Φ5/8"+ 1Φ1/2"	2Φ5/8"	3Φ5/8"	
	AS- USAR	3Φ5/8"	2Φ5/8"	2Φ5/8"+1 Φ1/2"	3Φ5/8"	2Φ5/8"	3Φ5/8"	
AS+ NUEVO	3.96	3.96	3.96	5.94	3.96	5.94		
AS-NUEVO	5.94	3.96	5.23	5.94	3.96	5.94		

Elevation View - 2 Longitudinal Reinforcing (ACI 318-14)							
5.25	1.54	4.51		5.11	2.19	5.43	SEGUNDO NIVEL
3.25	2.01	3.46		4.73	2.31	4.71	

Fuente: Elaboración propia

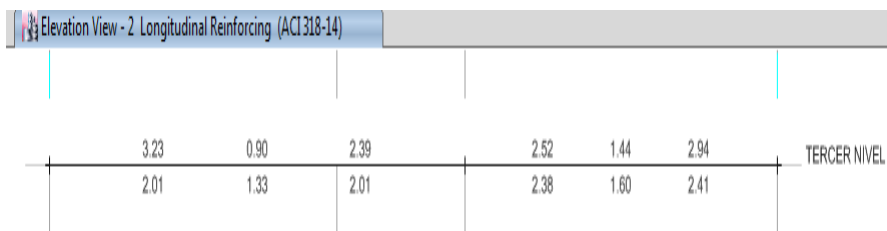
Tabla N° 15.- Análisis de pórtico 2 para vigas, tercer nivel.

PORTICO 2 - TERCER NIVEL

b= 25 cm
h= 30 cm
F_y= 4200 kg/cm²
F'_c= 280 kg/cm²
ρ max= 0.0142
d= 24 cm
ELEMENTO= FLEXION
Φ= 0.9

	FLEXION	CORTANTE	FLEXO-COMPRESIÓN (ZUNCHA)	FLEXO-COMPRESIÓN (ESTRIB)
Φ	0.9	0.85	0.75	0.7

	SECCION	APOYO	TRAMO	APOYO	APOYO	TRAMO	APOYO	AS MAX
APOYOS TODO	As +(cm ²)	2.01	1.33	2.01	2.38	1.6	2.41	3.23
	As -(cm ²)	3.23	0.90	2.39	2.52	1.44	2.94	
	As mín (cm ²)	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	
	AS+ REQUISITOS	2.01		2.01	2.38		2.41	
	AS+ REQUISITOS	2.01	1.33	2.01	2.38	1.6	2.41	
	AS- REQUISITOS	3.23	0.9	2.39	2.52	1.44	2.94	
	AS+ DISEÑO	2.01	1.91	2.01	2.38	1.91	2.41	
	AS- DISEÑO	3.23	1.91	2.39	2.52	1.91	2.94	
	AS+ USAR	2Φ1/2"	2Φ1/2"	2Φ1/2"	2Φ1/2"	2Φ1/2"	2Φ1/2"	
	AS- USAR	3Φ1/2"	2Φ1/2"	2Φ1/2"	2Φ1/2"	2Φ1/2"	3Φ1/2"	
	AS+ NUEVO	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	
	AS-NUEVO	3.81	2.54	2.54	2.54	2.54	3.81	



Fuente: Elaboración propia.

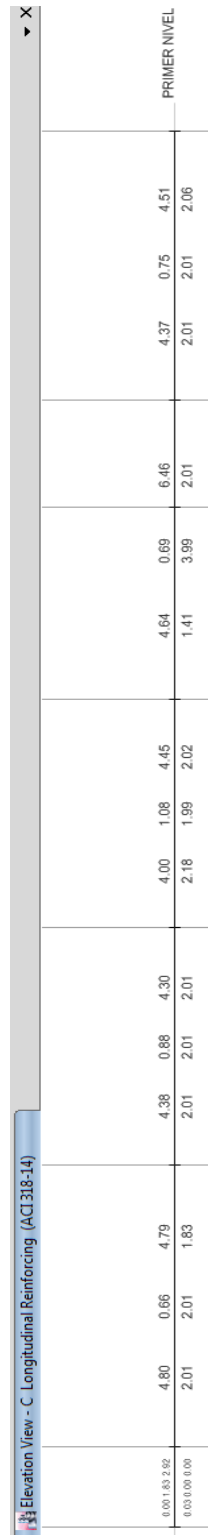
Tabla N° 16.- Análisis de pórtico C para vigas, primer nivel.

PORTICO C - PRIMER NIVEL

b= 25 cm
 h= 30 cm
 Fy= 4200 kg/cm2
 F'c= 280 kg/cm2
 ρ max= 0,0142
 d= 24 cm
 ELEMENTO= FLEXION
 φ= 0,9

FLEXION	0.9	CORTANTE	0.85	FLEXION COMPRESION (ZUNCHAD)	0.75	FLEXION COMPRESION (ESTRIBAD)	0.7
---------	-----	----------	------	------------------------------	------	-------------------------------	-----

		VOLADO																		
SECCION	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	AS MAX
As+(cm2)	2.06	2.01	2.01	2.02	1.99	2.18	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01	1.83	2.01	1.83	2.01	2.01	2.01	0	0.03	6.46
As-(cm2)	4.51	0.75	4.37	4.45	1.08	4.00	4.30	0.88	4.38	4.38	4.79	0.66	4.80	4.79	0.66	4.80	2.92	1.83	0.00	
As min (cm2)	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91
AS- REQUISITOS	2.06		2.01	2.02		2.18	2.01		2.01	2.01	1.83		2.01	1.83		2.01	0.97		0.03	
AS+ REQUISITOS	2.06	2.01	2.01	2.02	1.99	2.18	2.01	2.01	2.01	2.01	1.83	2.01	2.01	1.83	2.01	2.01	0	0	0.03	
AS- REQUISITOS	4.51	0.75	4.37	4.45	1.08	4.00	4.30	0.88	4.38	4.38	4.79	0.66	4.80	4.79	0.66	4.80	2.92	1.83	0.00	
AS+ DISEÑO	2.06	2.01	2.01	2.02	1.99	2.18	2.01	2.01	2.01	2.01	1.91	2.01	2.01	1.91	2.01	2.01	1.91	1.91	1.91	1.91
AS- DISEÑO	4.51	1.91	4.37	4.64	1.91	4.00	4.30	1.91	4.38	4.38	4.79	1.91	4.80	4.79	1.91	4.80	2.92	1.91	1.91	1.91
AS+ USAR	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"
AS- USAR	2Ø1/2"+1 Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø1/2"+ Ø5/8"	2Ø1/2"+1 Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø1/2"+1 Ø5/8"	2Ø1/2"+1 Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø1/2"+1 Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø1/2"+1 Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø1/2"+1 Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø1/2"+1 Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø1/2"+1 Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø1/2"	2Ø1/2"
AS+ NUEVO	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54
AS- NUEVO	4.52	2.54	6.50	4.52	2.54	4.52	4.52	2.54	4.52	4.52	2.54	4.52	4.52	2.54	4.52	4.52	2.54	2.54	3.96	3.96



Fuente: Elaboración propia.

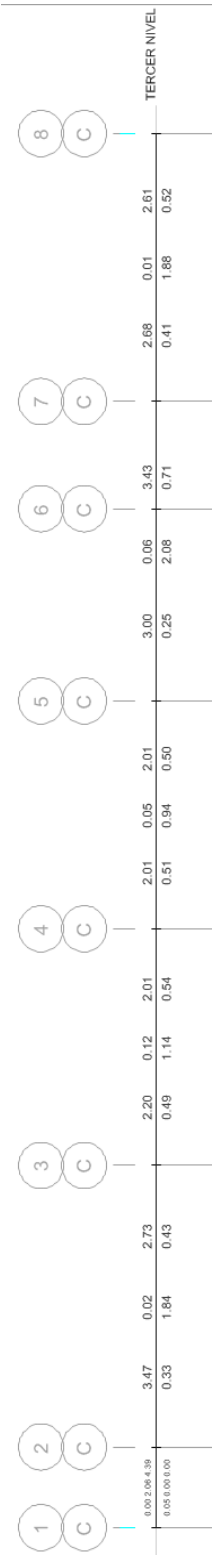
Tabla N° 18.- Análisis de pórtico C para vigas, tercer nivel.

PORTICO C - TERCER NIVEL

$b=$ 25 cm
 $h=$ 30 cm
 $F_y=$ 4200 kg/cm²
 $F'_c=$ 280 kg/cm²
 $\rho_{max}=$ 0.0142
 $d=$ 24 cm
 ELEMENTO= FLEXION
 $\phi=$ 0.9

	FLEXION	CORTANTE	FLEXION COMPRESION (ZUNCHAD)	FLEXION COMPRESION (ESTRIBAD)
ϕ	0.9	0.85	0.75	0.7

SECCION	VOLADO																
	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	APOYO	TRAMO	AS MAX		
As +(cm ²)	0.52	1.88	0.41	0.71	2.08	0.25	0.5	0.94	0.51	1.14	0.49	0.43	1.84	0.33	0	0.05	4.39
As -(cm ²)	2.61	0.01	2.68	3.43	0.06	3.00	2.01	0.05	2.01	0.12	2.20	2.73	0.02	3.47	4.39	2.06	0.00
As min (cm ²)	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91
AS+ REQUISITOS	0.87		0.89	1.14		1.00	0.94		0.67	1.14	0.73	1.84		1.16	1.46	0.05	
AS+ REQUISITOS	1.10	1.88	0.41	0.71	0.25	0.50	0.94	0.51	0.54	1.14	0.49	1.84	0.33	0.00	0.00	0.05	
AS- REQUISITOS	2.61	0.01	2.68	3.43	0.06	3	2.01	0.05	2.01	0.12	2.2	2.73	0.02	3.47	4.39	2.06	0
AS+ DISEÑO	1.91	1.91	1.91	1.91	2.08	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91
AS- DISEÑO	2.61	1.91	2.68	3.43	1.91	3.00	2.01	1.91	2.01	1.91	2.20	2.73	1.91	3.47	4.39	2.06	1.91
AS+ USAR	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"
AS- USAR	201/2"	201/2"	201/2"	301/2"	201/2"	301/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	201/2"	301/2"	301/2"	201/2"	201/2"
AS+ NUEVO	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54
AS- NUEVO	2.54	2.54	2.54	3.81	2.54	3.81	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	2.54	3.81	3.81	2.54	2.54



Fuente: Elaboración propia.

Los estribos serán diseñados para el cortante máximo que es producido generalmente en el primer nivel y asumiremos el mismo diseño en toda la estructura.

ELEMENTO	CORTANTE				
	$\Phi=$	0.85	$1.06*\sqrt{f'c.b.d}=$	10642.32 kg	
	VU=	6907.80 kg	$2.12*\sqrt{f'c.b.d}=$	21284.63 kg	
	VC=	5321.16 kg	$Vc/2=$	2660.58 kg	
	Vn=	8126.82 kg			
	Vs=	2805.67 kg			
	$\Phi=$	3/8"	0.95		
	Av=	0.71			
condiciones para el diseño					
- Vn<=Vc/2			NO NECESITA REFUERZO TRANSVERSAL		NO ES EL CASO
- Vn>=Vc/2			REFUERZO MINIMO TRANSVERSAL		NO ES EL CASO
^ Vn<=Vc			S<=d/2 ∨ S<=60 cm		CASO
- Vn>=Vc			REFUERZO TRANSVERSAL		ES EL CASO
Vs<=1.06*√f'c.b.d			S<=d/2 ∨ S<=60 cm		CONFORME
Vs>1.06*√f'c.b.d ^			S<=d/4 ∨ S<=30 cm		NO ES EL CASO
Vs<=2.12*√f'c.b.d					
- Vs>2.12*√f'c.b.d			CAMBIAR DE SECCIÓN		NO ES EL CASO
			MEJORAR CALIDAD DE CONCRETO		
			S0=	7.6	ZONA DE
s=	12 cm		S0=	6	CONFINAMIENTO=
s=	60 cm		S0=	30	NUMERO DE ESTRIB. EN
					ZONA DE CONF=
					48
					5.73
USAR ESTRIBOS	$\emptyset 3/8" : 1 @ 0.05, 6 @ 0.075 C/EXTREMRTO @ 0.12$				

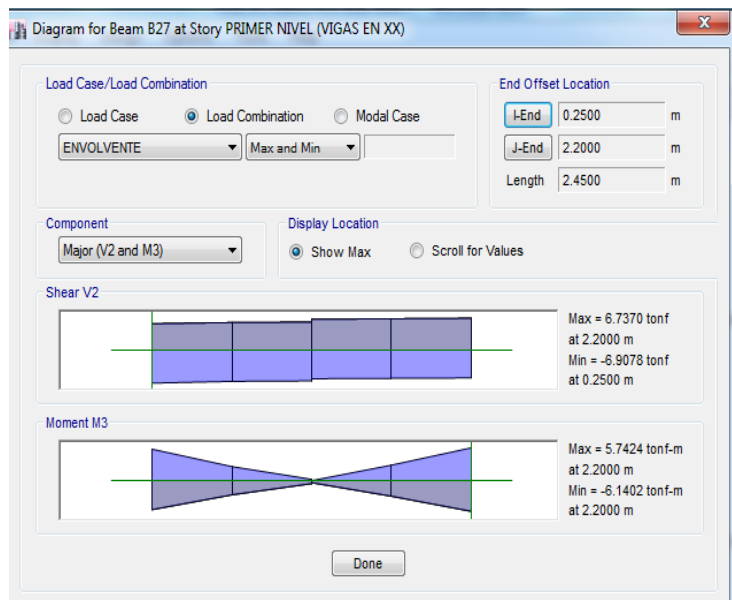


Figura N°37.- Diagrama para diseño de vigas en ETABS.

Fuente: Elaboración propia.

- Se procede al diseño de columnas. Para este caso se diseñará para la columna más crítica y asumirá el mismo diseño para todas. La columna más crítica será la de mayor área tributaria. Que se localiza entre los ejes 2-2 y C-C, se verifican los ejes locales asumidos por el programa para saber la orientación de análisis. Pasaremos luego a evaluar el diagrama de iteración más crítico con la combinación de carga más crítica.

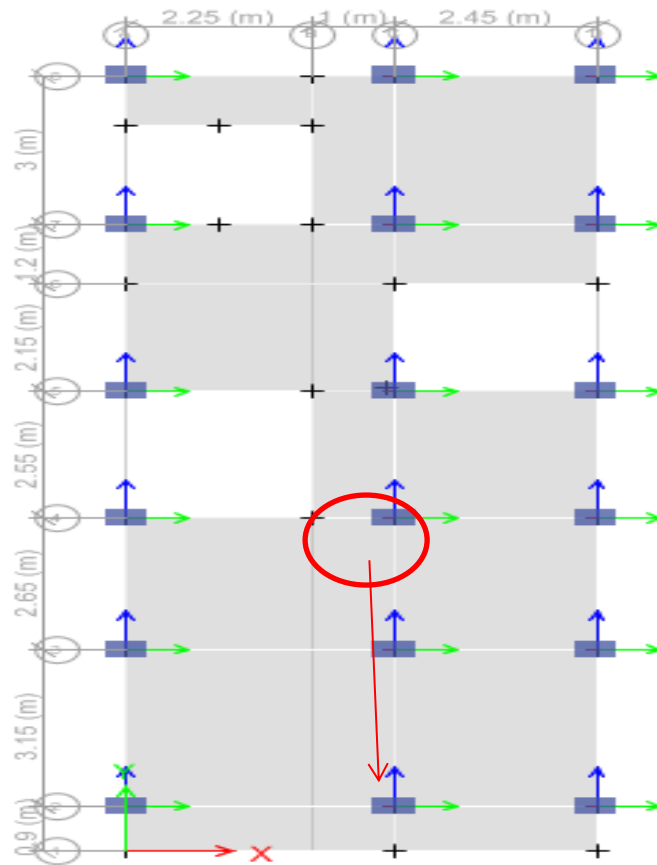


Figura N° 38.- Columna más crítica a diseñar.

Fuente: Elaboración propia.

Columna a analizar y diseñar. Se observa que en dirección X la orientación es para el eje local 2 por lo que los momentos serán obtenidos del M2-2, y en el eje Y el M3.

Ahora se realiza el diseño por medio del programa con todas las combinaciones ingresadas para la cuál se optendrá la de mayor Rango.

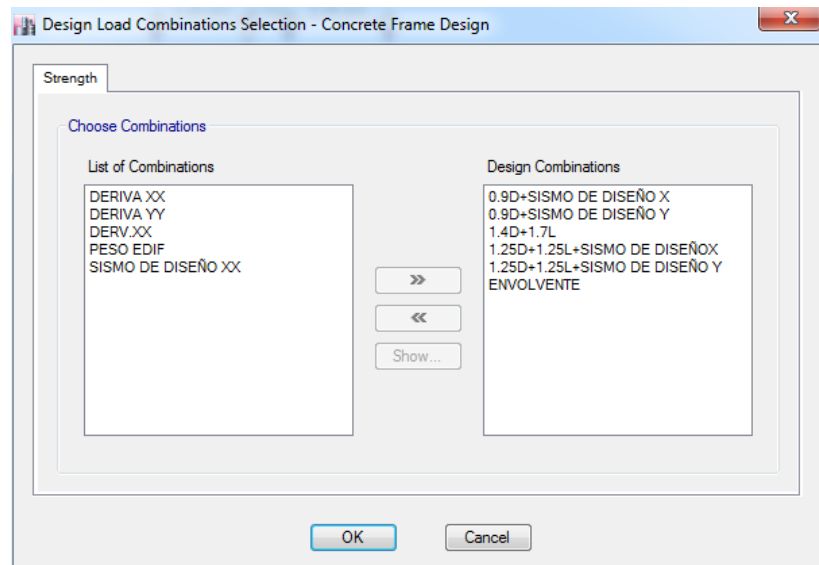


Figura N°39.- Combinaciones de carga para diseño.

Fuente: Elaboración propia.

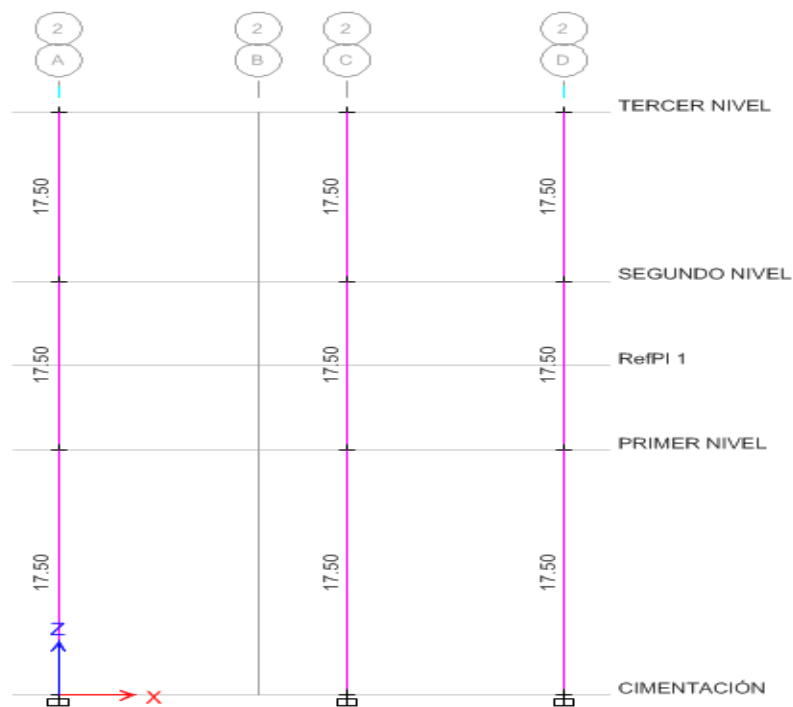


Figura N°40.- Areas de acero requeridas para columnas.

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que se ha obtenido una cuantía de 1% del Área bruta de la sección de la columna, Ahora verificamos si los puntos solicitados están dentro del diagrama de iteración. De ser el caso optaremos por una distribución del acero siguiendo las indicaciones del RNE, Norma E 060, (Concreto Armado).

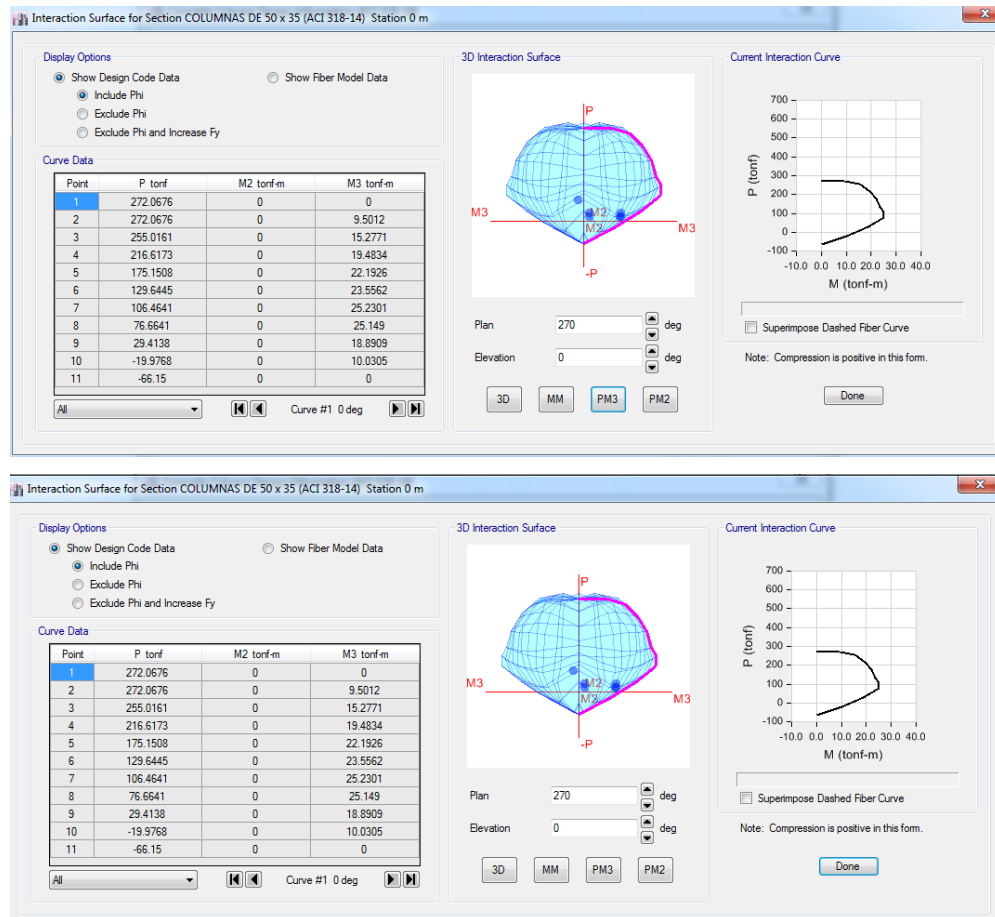


Figura N°41.- Diagramas de iteración en columnas.

Fuente: Elaboración propia.

Se observa que todas las combinaciones de carga están dentro de la línea de iteración por la que se tomará una cuantía mínima de 1%. Por lo tanto el área de acero en las columnas es de $50 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} \times 1\% = 17.5 \text{ cm}^2$.

Tomaremos 8 varillas de $5/8''$ y 2 varillas de $1/2''$, lo que nos resulta un área de $A_c = 1.98 \times 8 + 2 \times 1.27 = 18.38 \text{ cm}^2$.

Ahora pasamos a diseñar nuestra columna por cortante. Se diseñará para el cortante máx. Realizando una búsqueda de los resultados obtenemos una cortante máxima de $V = 6.47 \text{ tn}$.

Verificamos los parámetros según la norma y colocamos los espaciamientos dados por esta misma.

Si $V_s < 0$, entonces no necesita acero de refuerzo y se coloca un acero mínimo. Si $V \geq 0$, se necesita acero de refuerzo #3 para barras longitudinales hasta #10 y estribos #4 para barras longitudinales mayores a #10.

Elemento	Cortante
$\Phi =$	0.85
$V_U =$	6470.00 kg
$V_C =$	5321.16 kg
$V_n =$	7611.76 kg
$V_s =$	2290.61 kg ≥ 0 Necesita Estribos de confinamiento.

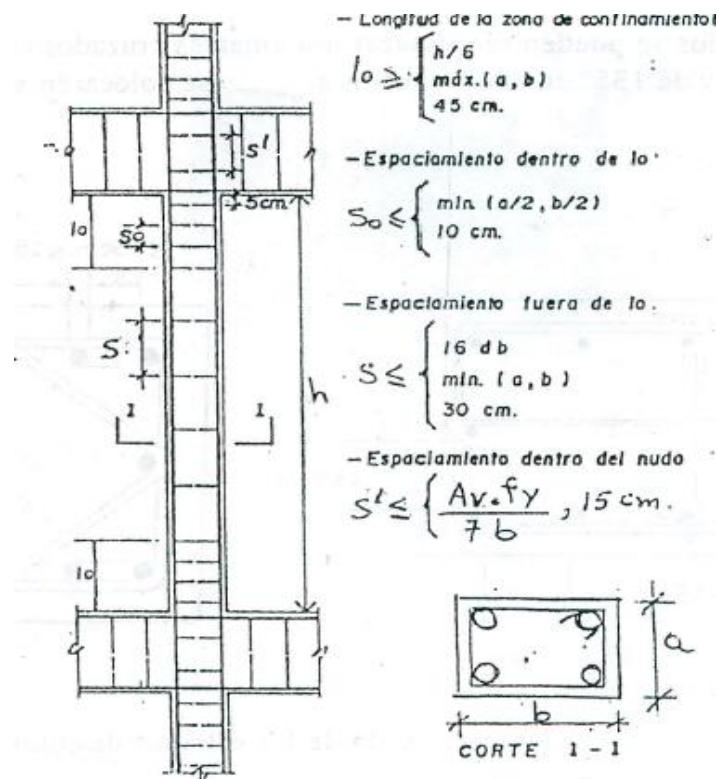


Figura N°42.- Distribución de estribos en columna.

Fuente: Elaboración propia.

Alturas:**Primer nivel:** 3.8 mt**Segundo y tercer nivel:** 2.5 mt-Espaciamiento dentro de la zona de confinamiento S_o :

$$35 \text{ cm}/2 = 17.5 \text{ cm}, 10 \text{ cm. } S_o = 10 \text{ cm}$$

-Longitud de confinamiento L_o :

1er nivel: $3.8\text{mt}/6 = 0.63\text{mt}$, 0.5mt, 0.45mt. $L_o = 65 \text{ cm}$. Como el primer estribo se coloca a 5 cm, entonces, $65 - 5 = 60$, #estribos = $60\text{cm}/10\text{cm} = 6$

2do y 3er nivel: $2.5/6 = 0.42\text{mt}$, 0.5mt, 0.45mt. $L_o = 50 \text{ cm}$. Como el primer estribo se coloca a 5 cm, entonces, $50 - 5 = 45$, #estribos = $45\text{cm}/10\text{cm} = 5$

Espaciamiento fuera de L_o :

$$S = (16 * 1.59 = 25 \text{ cm}, 35 \text{ cm}, 30 \text{ cm}), S = 25 \text{ cm.}$$

Nuestra sección de columna será la siguiente:

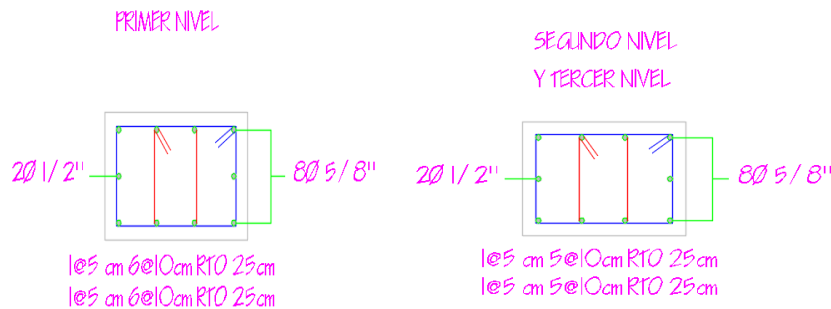


Figura N°43.- Sección final de columnas.

Fuente: Elaboración propia.

- Ahora procedemos al cálculo de las cimentaciones. Esta vez exportaremos las cargas máximas transmitidas a los apoyos, para así diseñar nuestra sección y área de acero requerida. Previo a esto, realizaremos un predimensionado de las zapatas con ayuda de hojas de cálculo. Para una primera aproximación.

Zapata central (Z1):

Diseñaremos una zapata para la mayor carga y aplicaremos para el resto de zapatas centrales: en este caso la carga máxima es de 79.48 tn

Tabla N° 19.- Cargas en cimentaciones.

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
CIMENTACIÓN	7	30	1.4D+1.7L	-0.4363	-0.5772	79.4815	0.8519	-0.6844	0.0259
CIMENTACIÓN	7	30	ENVOLVENTE ...	3.6136	1.8502	79.4815	4.8102	7.2624	0.4416
CIMENTACIÓN	12	50	1.4D+1.7L	-0.033	-0.2635	64.0139	0.4544	0.0583	0.0259
CIMENTACIÓN	12	50	ENVOLVENTE ...	4.1418	2.0216	64.0139	4.7672	9.6101	0.4416
CIMENTACIÓN	13	54	1.4D+1.7L	-0.242	-0.2162	64.1549	0.3945	-0.2771	0.0259
CIMENTACIÓN	13	54	ENVOLVENTE ...	3.2602	2.093	64.1549	4.8014	7.6168	0.4416
CIMENTACIÓN	14	58	1.4D+1.7L	-0.3574	0.1133	66.358	-0.0231	-0.4926	0.0259
CIMENTACIÓN	14	58	ENVOLVENTE ...	2.6762	2.1027	66.358	4.5	6.2715	0.4416

Fuente: Elaboración propia.

Zapata Z1

A= 1.20 m B= 1.2 m H= 0.40 m

Zapata centralArea tributaria = 8.260 m²

Profundidad de desplante df = 1.6 mt

Capacidad admisible del suelo "qs" 1.98 kg/cm²Pn 1850 kg/m³Peso específico del concreto 2400 kg/m³Peso específico promedio 2125 kg/m³F'c 280 kg/cm²Fluencia del acero 4200 kg/cm²

db 1.59 cm

hf 1.7 cm

S/C 400 kg/m²

N° pisos 3

Peso total amplificado 32362.68 kg

Peso total sin amplificar 22054.2 kg

Altura de zapata

Longitud de desarrollo de la barra en compresión

$$0.08 d b \cdot f_y / \sqrt{f_c} = 31.92694661 \quad 32 \quad \text{cm}$$

$$0.004 d b \cdot f_y = 26.712$$

$$h = 42 \quad \text{cm}$$

$$h = 40 \quad \text{cm}$$

$$\text{Peralte efectivo} = 31 \quad \text{cm} \quad 0.31\text{m}$$

Area de zapata

$$\text{Esfuerzo neto} = q_s - \text{peso especifico promedio} \cdot h_f - s/c \text{ piso}$$

$$\text{Esfuerzo neto} = 15787.5 \quad \text{kg/m}^2$$

$$\text{Area de zapata} = P / \text{esfuerzo neto}$$

$$\text{Area de zapata} = 1.396940618$$

$$B = D = 1.181922425$$

$$\text{Usar zapatas de: } 1.2 \quad \text{x} \quad 1.2 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Area final} = 1.44 \text{ m}^2$$

Verificación por corte

a.- verificación por corte por punzonamiento

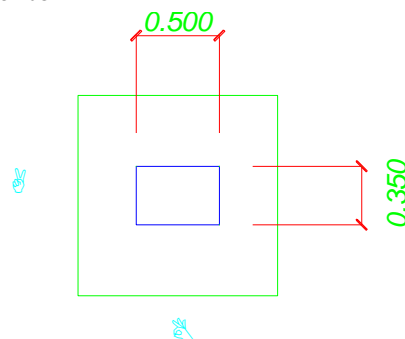
$$m = 0.81 \quad \text{mt}$$

$$n = 0.81 \quad \text{mt}$$

$$b_o = 3.24 \quad \text{mt}$$

$$m \cdot n = 0.6561 \text{ mt}^2$$

Carga última P'



$$P' = 79480 \text{ kg} \quad \text{ETABS}$$

$$\text{Reacción neta} = 56895.76135$$

Cortante última por punzonamiento:

$$V_u = 42150.69098 \text{ kg}$$

Resistencia del concreto al corte por punzonamiento

$$\Phi V_c = \Phi * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\Phi V_c = 151429.5078 \text{ kg} \geq V_u \longrightarrow \text{OK}$$

Verificación por flexión:

Cortante última por flexión

$$X = 0.425$$

$$V_u = 7851.615067$$

Resistencia del concreto al corte por flexión

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\Phi V_c = 28042.50144 \geq V_u \longrightarrow \text{OK}$$

Diseño por flexión

Acero en dirección "A"

Momento tomado en la cara de la columna

$$X = 0.35$$

$$M_u = 4181.838459$$

$$K_u = M_u / (b d^2) = 3.626290721$$

$$\text{Cuantía de acero} = \text{de tablas} \quad \rho = 0.001$$

$$\text{Cuantía de acero mínima} = 0.001$$

$$\text{Área de acero} = 6.696$$

$$\text{Número de varillas} = 5.272440945 = 6 \quad \text{VAR}$$

$$\text{Separación} = 20.746 \longrightarrow 2 \text{ cm}$$

Acero en dirección B

Momento tomado en la cara de la columna

$$X = 0.425$$

$$M_u = 6166.078136$$

$$K_u = \frac{M_u}{(bd^2)} = 5.346928665$$

$$\text{Cuantía de acero} = \text{de tablas} \quad \rho = 0.0015$$

$$\text{Cuantía de acero mínima} = 0.0018$$

$$\text{Área de acero} = 6.696$$

$$\text{Número de varillas} = 5.272440945 \longrightarrow 6 \quad \text{VAR}$$

$$\text{Separación} = 20.746 \longrightarrow 20 \quad \text{cm}$$

Zapata lateral z2

$$A = 1.20 \text{ mt} \quad B = 1.00 \text{ mt} \quad H = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Área tributaria} = 7.170 \text{ M}^2$$

$$\text{Profundidad de desplante } d_f = 1.6 \text{ mt}$$

$$\text{Capacidad portante del suelo } q_s = 1.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Peso específico del suelo} = 1850 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso específico del concreto} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso específico promedio} = 2125 \text{ kg/m}^3$$

$$F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Fluencia del acero} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_b = 1.59 \text{ cm}$$

hf=		1.7	cm
S/C=		400	kg/m ²
N° Pisos=		3	
Peso total amplificado	=	28092.06	kg
Peso total sin amplificar	=	19143.9	kg

Altura de zapata

Longitud de desarrollo de la barra en compresión

$0.08d_b \cdot f_y / \sqrt{f'_c}$		31.92694661	32	cm
$0.004 d_b \cdot f_y$		26.712	cm	
$h = 42\text{cm}$	\approx	$h = 40$	cm	
Peralte efectivo	=	31 cm	\approx	0.31m

Area de zapata

Esfuerzo neto = q_s -peso especifico promedio*hf-s/c piso

Esfuerzo neto = 15787.5 kg/m²

Area de zapata = P/Esfuerzo neto

Area de zapata = 1.212598575

$B = 2^a$ ENTONCES Area de zapata = $2 A^2$ $A = 0.77865222$

$B =$ 1.2 m

Usar zapatas de: 1.2 x 1.00 m²

Verificación por corte

verificación por corte por punzonamiento

$$m = 0.66 \text{ m}$$

$$n = 0.66 \text{ m}$$

$$b_o = 1.975 \text{ m}$$

$$m*n = 0.4323 \text{ m}^2$$

Carga última P'

$$P' = 68430 \text{ kg ETABS}$$

$$\text{Reacción neta} = 57025$$

Cortante última por punzonamiento:

$$V_u = 43778.0925 \text{ kg}$$

Resistencia del concreto al corte por punzonamiento

$$\Phi V_c = \Phi * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\Phi V_c = 92306.56724 \geq V_u \longrightarrow \text{OK}$$

Verificación por flexión:

Cortante última por flexión

$$x = 0.5$$

$$V_u = 10834.75$$

Resistencia del concreto al corte por flexión

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$\Phi V_c = 23368.7512 \geq V_u \longrightarrow \text{OK}$$

Diseño por flexión

Acero en dirección "A"

Momento tomado en la cara de la columna

$$X = 0.425$$

$$M_u = 5150.070313$$

$$K_u = M_u / (b d^2) = 5.359074207$$

$$\text{Cuantía de acero} = \text{de tablas} \quad \rho = 0.0015$$

$$\text{Cuantía de acero mínima} = 0.0018$$

$$\text{Área de acero} = 5.58$$

$$\text{Número de varillas} = 4.393700787 \quad 5 \quad \text{VAR}$$

$$\text{Separación} = 20.9325 \quad 20 \text{ cm}$$

Acero en dirección B

$$y = 0.5$$

$$M_u = 8553.75$$

$$K_u = 7.417403746$$

$$\text{Cuantía de acero} = 0.002$$

$$\text{Cuantía mínima} = 0.0018$$

Area de acero	=	8.68	
Número de varillas	=	6.834645669	7 VAR
Separación	=	17.28833333	17 cm

Zapata en esquina:

Área tributaria	=	4.270 m ²
Profundidad de desplante	df =	1.6 m
Capacidad portante del suelo	qs =	1.98 kg/cm ²
Peso específico del suelo		1850 kg/m ³
Peso específico del concreto		2400 kg/m ³
Peso específico promedio		2125 kg/m ³
F'c=		280 kg/cm ²
Fluencia del acero		4200 kg/cm ²
db	=	1.59 m
hf	=	1.7 m
S/C	=	400 kg/m ²
N° Pisos	=	3
Peso total amplificado	=	16729.86 kg
Peso total sin amplificar	=	11400.9 kg

Altura de zapata

Longitud de desarrollo de la barra en compresión

$$0.08db \cdot f_y / \sqrt{f'_c} \quad \mathbf{31.92694661} \quad 32 \text{ cm}$$

$$0.004 \text{ db} \cdot f_y = 26.712$$

$$h = 41.93 \text{ cm} \approx h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte efectivo} = 31 \text{ cm} \approx 0.31 \text{ m}$$

Área de zapata

$$\text{Esfuerzo neto} = q_s \cdot \text{peso específico promedio} \cdot h_f \cdot s/c \text{ piso}$$

$$\text{Esfuerzo neto} = 15787.5 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área de zapata} = P / \text{Esfuerzo neto}$$

$$\text{Área de zapata} = 0.722147268$$

$$A = B = 0.849792485 \approx 0.8$$

$$\text{Considerar mínimo una zapata de} = 1.00 \times 1.00$$

$$\text{Usar zapatas de: } 1.00 \times 1.00 \text{ m}^2$$

Verificación por corte

Verificación por corte por punzonamiento

$$m = 0.51 \text{ m}$$

$$n = 0.51 \text{ m}$$

$$b_o = 1.01 \text{ m}$$

$$m \cdot n = 0.255025 \text{ m}^2$$

Carga última P'

$$P' = 43260 \text{ kg} \quad \text{ETABS}$$

$$\text{Reacción neta} = 43260$$

Cortante última por punzonamiento:

$$V_u = 32227.6185 \text{ kg}$$

Resistencia del concreto al corte por punzonamiento

$$\Phi V_c = \Phi * 1.06 * \sqrt{f_c} * b_o * d$$

$$\Phi V_c = 47204.87743 \geq V_u \longrightarrow \text{OK}$$

Verificación por flexión

Cortante última por flexión

$$x = 0.65$$

$$V_u = 14708.4$$

Resistencia del concreto al corte por flexión

$$\Phi V_c = \Phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$\Phi V_c = 21031.87608 \geq V_u \longrightarrow \text{OK}$$

Diseño por flexión

Acero en dirección A = B

Momento tomado en la cara de la columna

$$M_u = 9138.675$$

$$K_u = M_u / (b d^2) = 9.509547347$$

Cuantía de acero	=	de tablas	$\rho = 0.0026$
Cuantía de acero mínima	=	0.0018	
Área de acero	=	7.254	
Número de varillas	=	5.711811024	6 VAR
Separación	16.746	→	17 cm

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN CON UN SISTEMA DE ALBAÑILERIA CONFINADA

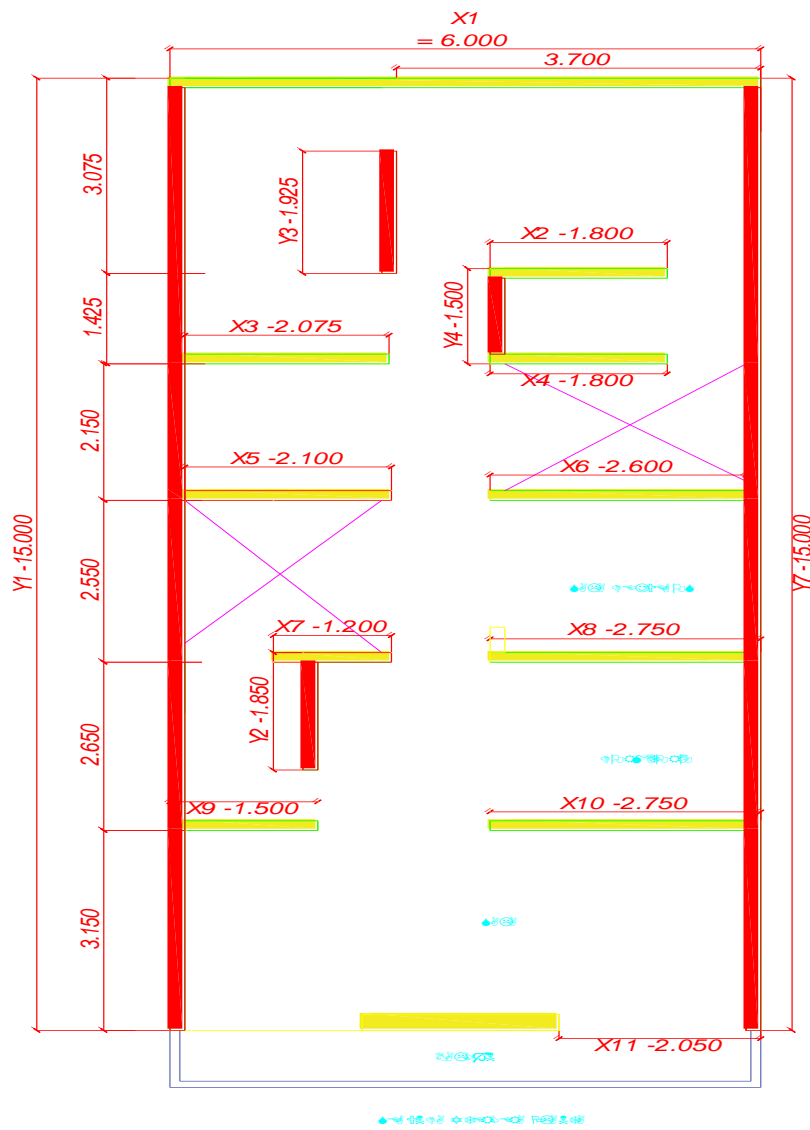


Figura N°44.- Estructuración en albañilería confinada

Fuente: Elaboración propia.

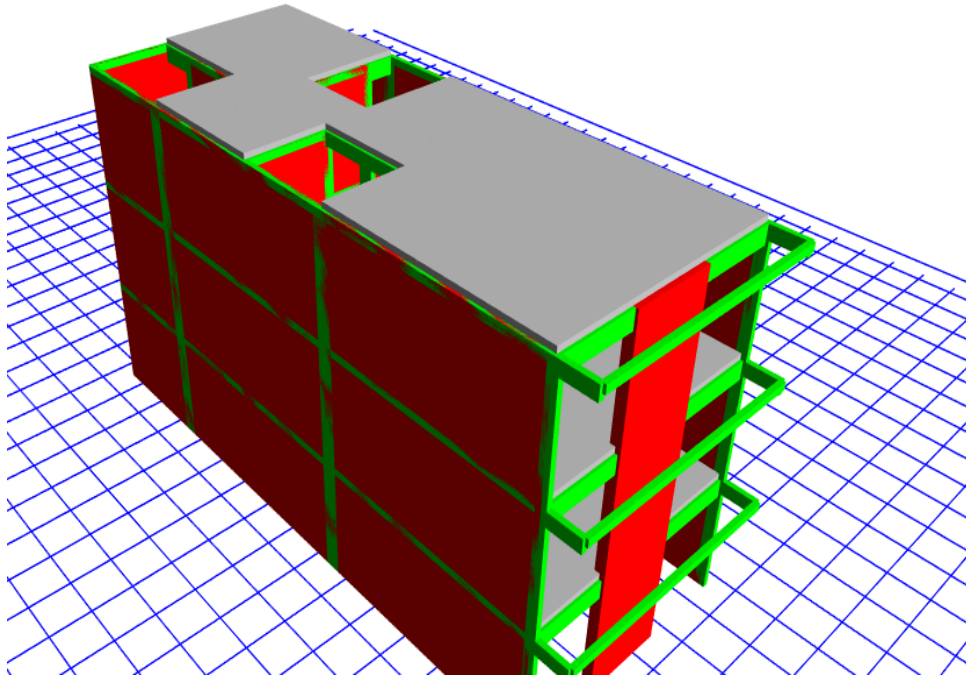


Figura N°45.- Modelado del sistema de albañilería.

Fuente: Elaboración propia.

NORMATIVA USADA

- E-020 (RNE-PERÚ)
- E-030 (RNE-PERÚ)
- E-050 (RNE-PERÚ)
- E-060 (RNE-PERÚ)
- E-070 (RNE-PERÚ) CRITERIOS ADICIONALES
- ACI-318-14 (U.S.A)
- COMENTARIOS A LA NORMA E-070 POR ING. ANGEL SAN BARTOLOME (PERÚ)

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Elemento de Albañilería:

- Ladrillo industrial tipo King Kong de arcilla $h=9\text{cm}$, $L=23\text{cm}$, $A=13\text{cm}$ (30% huecos). Clase IV
- Resistencia a la compresión ($f'm$) : 65 kg/cm^2
- Resistencia al corte puro ($V'm$) : 8.1 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad ($E_m=500 f'm$): 32500 kg/cm^2
- Módulo de corte ($G_m=E_m/2(\mu_m+1)$): 13000 kg/cm^2
- Módulo de poisson (μ_m) : 0.25

Concreto Armado:

- Res. a la compresión ($f'C$) : $175 \text{ y } 210 \text{ kg/cm}^2$
- Mód. de elasticidad ($E_c=15000\sqrt{f'c}$) : 217370 kg/cm^2
- Mód. de elasticidad ($E_m=500 f'm$) : 32500 kg/cm^2
- Mód. de poisson (μ_m) : 0.15

Concreto ciclópeo en cemento corrido:

- $f'c$ (resistencia nominal a compresión) = 100 kg/cm^2
- % piedra grande (máx $\varnothing=25\text{cm}$) = 30%

Acero:

- Acero corrugado, grado 60
- Esfuerzo de fluencia (f_y) : 4200 kg/cm^2

Cargas unitarias

Pesos Volumétricos

- Peso vol. del concreto armado : 2400 Kg/m^3
- Peso vol. de la albañilería : 1800 Kg/m^3
- Peso vol. del tarrajeo : 2000 Kg/m^3

Techos

- Sobrecarga en piso típico : 200 Kg/m^2
- Sobrecarga en azotea : 100 Kg/m^2

- Sobrecarga en escalera : 200 Kg/m²
- Acabados : 100 Kg/m²

Muros

- Peso vol. de muros de soga con 1 cm de tarrajeo: $(1800 \times 0.13 + 2000 \times 0.02)/0.13 = 2108 \text{ Kg/m}^3$
- Peso vol. de muros de cabeza con 1 cm de tarrajeo: $(1800 \times 0.23 + 2000 \times 0.02)/0.23 = 1974 \text{ Kg/m}^3$

Espesor de muro

Espesor de muro (t) = h / 20, donde “h” es la altura libre del muro:

t = 2.67 mt / 20 = 0.1335, con la cual se utilizarán muros de espesor = 13 cm

Esfuerzo axial máximo

$$\delta_{\text{máx}} = 0.2 \text{ fm} * (1 - (h/35t)^2) \leq 0.15 \text{ fm}$$

$$\delta_{\text{máx}} = 0.2 * 65 * (1 - (2.7/(35 * 0.13))^2) = 8.42 \leq 0.15 * 65 = 9.75 \text{ kg/cm}^2 \text{ para } t = 13 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx}} = 0.2 * 65 * (1 - (2.7/(35 * 0.23))^2) = 11.54 \leq 0.15 * 65 = 9.75 \text{ kg/cm}^2 \text{ para } t = 23 \text{ cm}$$

MASAS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO MODAL Y SÍSMICO

La sobrecarga, y demás masas provenientes de losas y piso terminado, se concentran en el centro de masas de cada losa; y las masas provenientes del peso propio de vigas y columnas se consideran cargas distribuidas en toda su longitud. Luego el programa lleva la masa de los elementos estructurales hacia los nudos extremos.

Para el cálculo, la masa de la estructura se consideró el 100% de la carga muerta (CM) más el 25% de la carga viva (CV), (**Capítulo 4.3 NTE-E030-2018**).

MASA SÍSMICA
100%CM+25%CV

ANÁLISIS SÍSMICO

Este análisis sísmico se realizó por Superposición Modal Espectral. Los parámetros empleados para el cálculo del Espectro de respuesta fueron:

Tabla N° 20.- datos para el analisis de la albañilería.

Factor de zona	Z=0.45 (Zona 4)	
Factor de Uso	U=1.00 (Categoría C-Vivienda)	
Factor de Suelo	S=1.05 (Según E.M.S S2)	
Periodo que define la plataforma del Espectro	TP=0.60	
	TL=2.00	
Factor Básico de Reducción de Fuerza Sísmica	Rox=3 (Sistema Albañilería Confinada)	
	Roy=3 (Sistema Albañilería Confinada)	
Factor de Reducción de Fuerza Sísmica	Iax=0 Ipx=0	R= 3
	Iay=0 Ipy=0	R= 3

Fuente: Elaboración propia

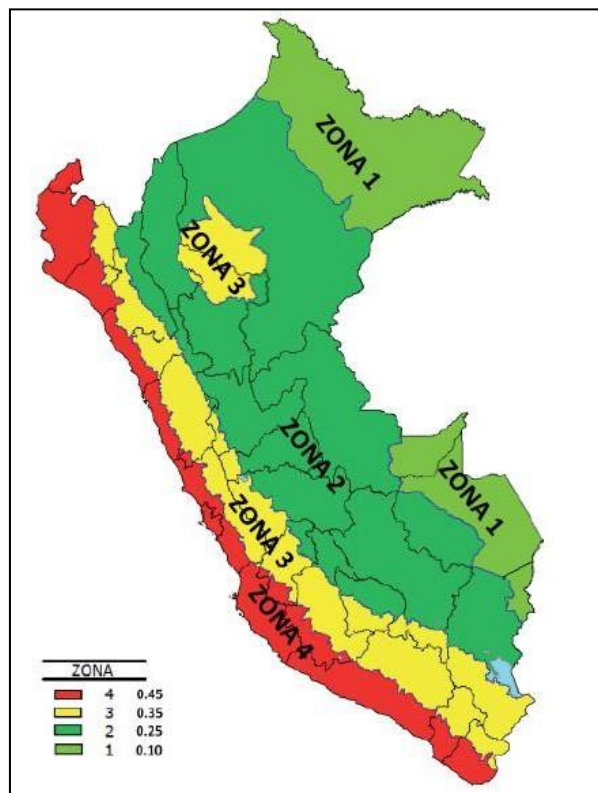
Para la superposición de los modos se empleó la fórmula de la combinación cuadrática completa (CQC), contemplando un 5% de amortiguamiento crítico.

Tabla N° 21.- Parámetros de diseño.

ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6



ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIONES RNE E-030-2018

Perfil de Suelo =	S2
Zona Sísmica =	Z4
Categoría =	C

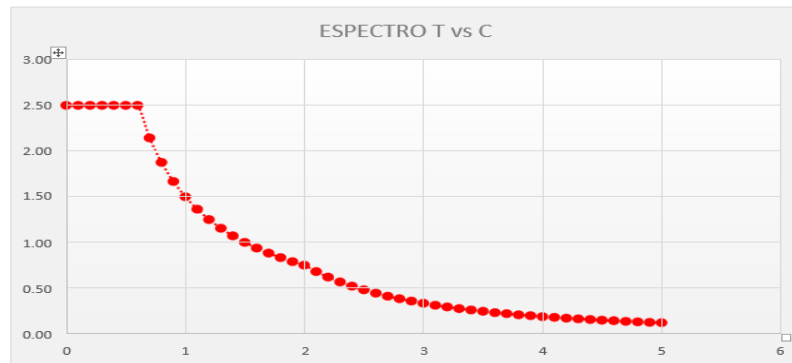
Z	0.45		
TP (S)	0.60	TL (S)=	2.00
Factor de suelo "S"=	1.05		
Factor de Uso "U"=	1.00		
Rx= 3	3		
Ry= 3	3		

Factor XX=Z*U*S*g/Rx=	0.45*1.0*1.05*9.81/3=1.5451
Factor YY=Z*U*S*g/Ry=	0.45*1.0*1.05*9.81/3=1.5451

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 22.- Espectro de diseño

T	C
0	2.50
0.1	2.50
0.2	2.50
0.3	2.50
0.4	2.50
0.5	2.50
0.6	2.50
0.7	2.14
0.8	1.88
0.9	1.67
1	1.50
1.1	1.36
1.2	1.25
1.3	1.15
1.4	1.07
1.5	1.00
1.6	0.94
1.7	0.88
1.8	0.83
1.9	0.79
2	0.75
2.1	0.68
2.2	0.62
2.3	0.57
2.4	0.52
2.5	0.48
2.6	0.44
2.7	0.41
2.8	0.38
2.9	0.36
3	0.33
3.1	0.31
3.2	0.29
3.3	0.28
3.4	0.26
3.5	0.24
3.6	0.23
3.7	0.22
3.8	0.21
3.9	0.20
4	0.19
4.1	0.18



Fuente: Elaboración propia.

Análisis sísmico estático

Tabla N° 23.- Factor de escalamiento.

Z=	0.45	Zona 4							
U=	1	Vivienda							
S=	1.05	S2-Suelo Intermedio		C					
TP=	0.6	s		COEF.	PESO	CORTANTE	CORTANTE	FACTOR	
TL=	2	s		SISMICO	EDIFICA	ESTATICA	DINÁMICA	ESCALA	
CX=	2.5	TX=	0.107	VX=ZUCxS/Rx	0.39375	285.7838	112.5274	58.5572	1.537333
CY=	2.5	TY=	0.079	VY=ZUCyS/Ry	0.39375	285.7838	112.5274	65.862	1.366826
Rx=	3	Regular		Cx/Rx>0.125	0.83333	CUMPLE			
Ry=	3	Regular		Cy/Ry>0.125	0.83333	CUMPLE			

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 24.- Factor de masa participativa.

FACTOR DE MASA PARTICIPATIVA														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
			Modal	TX	0.107	0.7628	0.0008	0	0.7628	0.0008	0	0.0005	0.426	0.0337
Modal	TY	0.079	0.0001	0.8615	0	0.7629	0.8623	0	0.315	0.0002	0.024	0.3154	0.4262	0.0577
Modal	RZ	0.072	0.0534	0.0241	0	0.8163	0.8863	0	0.0076	0.0028	0.7741	0.323	0.429	0.8318

Modal	4	0.032	0.1488	0.0007	0	0.965	0.887	0	0.0049	0.4974	0.0014	0.3279	0.9263	0.8331
Modal	5	0.028	0.0011	0.0969	0	0.9661	0.984	0	0.6364	0.004	0.0016	0.9643	0.9303	0.8347
Modal	6	0.024	0.0015	0.0014	0	0.9676	0.9853	0	0.0062	0.0004	0.1245	0.9705	0.9307	0.9592
Modal	7	0.02	0.0175	0.0007	0	0.9851	0.986	0	0.0009	0.0339	0.0006	0.9714	0.9646	0.9599
Modal	8	0.018	0.0013	0.0108	0	0.9864	0.9969	0	0.0172	0.0021	0.0005	0.9886	0.9667	0.9603
Modal	9	0.012	0.0098	4.26E-05	0	0.9962	0.9969	0	0.0001	0.0211	0.0347	0.9888	0.9878	0.995

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 25.- Análisis dinámico.

Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
TECHO 03	SDxx Max	Bottom	0	25.4625	1.4937	202.0243	3.8786	67.1253
TECHO 03	SDyy Max	Bottom	0	1.3073	24.6277	77.0833	64.5796	3.4327
TECHO 02	SDxx Max	Bottom	0	47.9092	2.4565	377.3741	9.7723	192.3532
TECHO 02	SDyy Max	Bottom	0	2.3148	51.3607	165.9903	199.6934	8.9123
TECHO 01	SDxx Max	Bottom	0	58.5572	3.093	467.6679	17.1082	344.0241
TECHO 01	SDyy Max	Bottom	0	3.093	65.862	215.4444	372.3603	16.4417

Fuente: Elaboración propia

Fuerza cortante mínima

La fuerza cortante para el primer entrepiso del edificio no deberá ser menor que el 80% del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares, en cada dirección de análisis.

De ser necesario, se debe incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, escalando proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos. (E070).

Tabla N° 26.- Fuerza cortante mínima.

CORTANTE ESTÁTICA	CORTANTE DINÁMICA	FACTOR DE ESCALA SISMO
112.5274	58.5572	1.537333
112.5274	65.862	1.366826

Fuente: Elaboración propia.

Verificación de desplazamientos permisibles según Norma E070 2018

Tabla N° 27.- Desplazamientos máximos en XX.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	DERIVACIONE	DERIVACIONE < 5/1000
					m	m	m	0.75R	0.005
TECHO 03	SDxx Max	X	0.0003	5	0	0	8.01	0.00068	CUMPLE
TECHO 02	SDxx Max	X	0.000304	5	0	0	5.34	0.00068	CUMPLE
TECHO 01	SDxx Max	X	0.000166	201	3.865	0.9	2.67	0.00037	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 28.- Desplazamientos máximos en YY.

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	DERIVACIONE	DERIVACIONE < 5/1000
					m	m	m	0.75R	0.005
TECHO 03	SDyy Max	Y	7.40E-05	12	5.85	0	8.01	0.0002	CUMPLE
TECHO 02	SDyy Max	Y	0.000116	12	5.85	0	5.34	0.0003	CUMPLE
TECHO 01	SDyy Max	Y	0.000124	685	5.85	15.2417	2.67	0.0003	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 29.- Verificación de densidad de muros.

Número de Pisos, $N =$	3	
Factor de Zona, $Z =$	0.45	Zona 4
Factor de Uso, $U =$	1.00	Vivienda
Factor de Suelo, $S =$	1.05	Suelo S2
Área típica del piso, $A_p =$	76	m ²
Albañilería Industrial	65	kg/cm ²
resistencia a corte =	8.1	kg/cm ²

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 30.- Diseño de muros por cargas de gravedad.

DIRECCION X-X			
MURO	L(m)	t(m)	A(m2)
x1	6	0.13	0.78
x2	1.8	0.13	0.234
x3	2.225	0.13	0.28925
x4	1.8	0.13	0.234
x5	2.25	0.13	0.2925
x6	2.75	0.13	0.3575
x7	1.2	0.13	0.156
x8	2.75	0.13	0.3575
x9	1.5	0.13	0.195
x10	2.75	0.13	0.3575

DIRECCION Y-Y			
MURO	L(m)	t(m)	A(m2)
y1	15	0.13	1.95
y2	1.85	0.13	0.2405
y3	1.925	0.13	0.25025
y4	1.5	0.13	0.195
y5	15	0.13	1.95

$$\sum_{i=1}^n (A) =$$

= 4.58575

$$\sum_{i=1}^n (A) = V$$

= 3.25325

$$\frac{Z.U.S.N}{56}$$

= 0.0253125

$$D_{muro} > D_{min}$$

0.0361472 > 0.0253125

$$\frac{Z.U.S.N}{56}$$

= 0.0253125

$$D_{muro} > D_{min}$$

0.05095278 > 0.0253125

área en planta = 90 m2

Diseño de muros por sismo moderado R = 6

Diseño por Cargas Verticales							
Muro	L (m)	t (m)	Pm (Kg)	σm (Kg/cm²)	(Kg/cm²)	Observación	
1X	6.000	0.13	18631.5	2.3887	8.523453689	CORRECTO	

2X	1.800	0.13	4851	2.0731	8.523453689	CORRECTO
3X	2.225	0.13	5596.7	1.9349	8.523453689	CORRECTO
4X	1.800	0.13	3913	1.6722	8.523453689	CORRECTO
5X	2.250	0.13	5265.7	1.8002	8.523453689	CORRECTO
6X	2.750	0.13	3872.7	1.0833	8.523453689	CORRECTO
7X	1.200	0.13	2796.2	1.7924	8.523453689	CORRECTO
8X	2.750	0.13	8669.7	2.4251	8.523453689	CORRECTO
9X	1.500	0.13	3311.5	1.6982	8.523453689	CORRECTO
10X	2.750	0.13	8574.6	2.3985	8.523453689	CORRECTO
1Y	15.000	0.13	39054.2	2.0028	8.523453689	CORRECTO
2Y	1.850	0.13	4738.4	1.9702	8.523453689	CORRECTO
3Y	1.925	0.13	5318.9	2.1254	8.523453689	CORRECTO
4Y	1.500	0.13	3265	1.6744	8.523453689	CORRECTO
5Y	15.000	0.13	40332.4	2.0683	8.523453689	CORRECTO

$$f'm = 65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.15f'm = 9.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.05f'm = 1.75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 2.67 \text{ m}$$

$$v'm = 6.6 \text{ Kg/cm}^2$$

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 31.- Diseño de muros por fisuración.

Diseño por Fisuración-SISMO MODERADO										
Pg (Kg)	Ve-X (Kg)	Me-X (Kg-m)	Ve-Y (Kg)	Me-Y (Kg-m)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	$\alpha = \frac{V_e L}{M_e}$	α	Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
18118.68	7432.72	17475.38	45.73	5.87	7432.72	17475.38	2.552	1.000	29907.2964	No Fisurado
4326.43	1774.08	1493.85	3.07	2.00	1774.08	1493.85	2.138	1.000	8717.0789	No Fisurado
5251.14	2320.69	1926.13	14.24	3.66	2320.69	1926.13	2.681	1.000	10753.0122	No Fisurado
3602.25	1789.78	1508.25	3.03	1.96	1789.78	1508.25	2.136	1.000	8550.5175	No Fisurado
4886.91	2403.14	1983.12	14.18	3.66	2403.14	1983.12	2.727	1.000	10776.4893	No Fisurado
3561.46	2007.88	886.10	3.56	1.08	2007.88	886.1	6.231	1.000	12616.6358	No Fisurado
2548.73	1178.94	681.16	1.67	0.05	1178.94	681.16	2.077	1.000	5734.2079	No Fisurado
7710.67	3152.25	3276.93	18.80	4.66	3152.25	3276.93	2.645	1.000	13570.9541	No Fisurado
3004.11	1323.17	893.90	10.77	3.15	1323.17	893.9	2.220	1.000	7125.9453	No Fisurado
7359.03	2851.93	2262.57	39.84	3.17	2851.93	2262.57	3.466	1.000	13490.0769	No Fisurado
37444.19	57.66	18.13	18126.44	51766.33	18126.44	51766.33	5.252	1.000	72962.1637	No Fisurado
4250.66	4.28	0.10	1244.18	1308.83	1244.18	1308.83	1.759	1.000	8914.1518	No Fisurado

5285.52	5.67	2.58	1191.76	1269.10	1191.76	1269.1	1.808	1.000	9473.9196	No Fisurado
2973.95	11.09	4.38	942.18	652.56	942.18	652.56	2.166	1.000	7119.0085	No Fisurado
37039.80	60.88	20.21	19366.33	46177.04	19366.33	46177.04	6.291	1.000	72869.154	No Fisurado

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 32.- Diseño por resistencia.

Diseño por Resistencia-SISMO SEVERO				Necesidad de Reforzar Horizontalmente				
VEi - X (Kg)	VEi - Y (Kg)	VEi (Kg)	$V_m \geq V_{Ei}$	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	Condición
14865.43	91.45	14865.43	Resistente	4.02373511	3	22298.16	52426.14	No Reforzar
3548.17	6.14	3548.17	Resistente	4.91357712	3	5322.24	4481.55	No Reforzar
4641.38	28.47	4641.38	Resistente	4.63354097	3	6962.07	5778.39	No Reforzar
3579.56	6.05	3579.56	Resistente	4.77741259	3	5369.34	4524.75	No Reforzar
4806.29	28.35	4806.29	Resistente	4.48433687	3	7209.42	5949.36	No Reforzar
4015.76	7.12	4015.76	Resistente	6.28356067	3	6023.64	2658.3	No Reforzar
2357.89	3.33	2357.89	Resistente	4.86386746	3	3536.82	2043.48	No Reforzar
6304.5	37.6	6304.5	Resistente	4.30516428	3	9456.75	9830.79	No Reforzar
2646.34	21.54	2646.34	Resistente	5.38551003	3	3969.51	2681.7	No Reforzar
5703.87	79.69	5703.87	Resistente	4.73015709	3	8555.79	6787.71	No Reforzar
115.33	36252.88	36252.88	Resistente	4.02517889	3	54379.32	155298.99	No Reforzar
8.56	2488.35	2488.35	Resistente	7.16468019	3	3732.54	3926.49	No Reforzar
11.34	2383.52	2383.52	Resistente	7.9495197	3	3575.28	3807.3	No Reforzar
22.18	1884.36	1884.36	Resistente	7.55589006	3	2826.54	1957.68	No Reforzar
121.75	38732.66	38732.66	Resistente	3.76267233	3	58098.99	138531.12	No Reforzar

27.1. Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

a) Todo muro confinado cuyo cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ($V_u \geq V_m$), o que tenga un esfuerzo a compresión axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, $\sigma_w = P_m / (L \cdot t)$, mayor o igual que $0,05 f_m$, deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.

b) En los edificios de más de tres pisos, todos los muros portantes del primer nivel serán reforzados horizontalmente.

c) La cuantía del acero de refuerzo horizontal será: $\rho = A_s / (s \cdot t) \geq 0,001$. Las varillas de refuerzo penetrarán en las columnas de confinamiento por lo menos 12,5 cm y terminarán con gancho a 90° vertical de 10 cm de longitud.

Barras	Area (cm2)
6mm	0.282743339
8mm	0.502654825
3/8"	0.71
1/2"	1.29

Numero Hiladas 3

8mm@3hiladas

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 33.- Diseño de columnas de confinamiento.

Diseño de Columnas de Confinamiento Extrema																COLUMNA FINAL		
M (Kg-m)	F (Kg)	Número de Columnas Nc	Long. Paño o Mayor, Lm (m)	0.5 L (m)	Pc (Kg)	δ	Arreglo	As min	Vc (Kg)	T (Kg)	C (Kg)	An (cm ²)	Acf (cm ²)	A Min. Requerida Según E070	A Real Requerida	D (cm)	T=t+2	D real
15042.02	2507	4	2.6	3	4529.67	0.8	4φ8 mm	2.01062	4486.1	2023	7036.67	15.5	150.8	195.0	195.0	15	25	
6414.7986	3563.78	2	1.8	0.9	2163.22	0.8	4φ8 mm	2.01062	4358.5	1400.6	5726.99	0.2	146.5	195.0	195.0	15	25	
7662.8753	3443.99	2	2.1	1.1	262125.57	0.8	4φ8 mm	2.01062	5074.5	818.42	6069.56	3.9	170.6	195.0	195.0	15	25	
6163.3969	3424.11	2	1.8	0.9	1801.13	0.8	4φ8 mm	2.01062	4275.3	1623	5225.23	6.2	143.7	195.0	195.0	15	25	
7521.2516	3342.78	2	2.1	1.1	2443.46	0.8	4φ8 mm	2.01062	5029	899.32	5786.23	0.5	169.0	195.0	195.0	15	25	
13112.495	4768.18	2	2.6	1.3	1780.73	0.8	4φ8 mm	2.01062	5964.2	2987.4	6548.91	9.7	200.5	195.0	200.5	15	25	
5124.2799	4270.23	2	1.2	0.6	1274.37	0.8	4φ8 mm	2.01062	2867.1	2995.9	5544.6	2.4	96.4	195.0	195.0	15	25	
7132.9026	2593.78	2	2.6	1.3	3855.34	0.8	4φ8 mm	2.01062	6415.4	1262	6449.12	8.5	215.6	195.0	215.6	15	25	
6225.7316	4150.49	2	1.3	0.7	1502.06	0.8	4φ8 mm	2.01062	3206.7	2648.4	5652.54	1.1	107.8	195.0	195.0	15	25	

TABLA 11 FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO										Diseño por compresión	
COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)								
Interior	$\frac{V_{m1} L_m}{L(N_c - 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} h}{2L}$	8 n	2.01 062	637 7.1	15	9	10	10	<p>El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna está arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. El área del núcleo (A_n) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión:</p> $A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0.85 \delta f_c} \quad (27.3-a.1)$ <p>donde: $\phi = 0,7$ o $0,75$, según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente $\delta = 0,8$, para columnas sin muros transversales $\delta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales</p> <p>Para calcular la sección transversal de la columna (A_c), deberá agregarse los recubrimientos (ver Artículo 11 (11.10)) al área del núcleo «A_n»; el resultado no deberá ser menor que el área requerida por corte-fricción «A_{cf}». Adicionalmente, en los casos que la viga solera se discontinúe, el peralte de la columna deberá ser suficiente como para anclar al refuerzo longitudinal existente en la solera.</p>
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} L_m}{L(N_c - 1)}$	$F - P_c$	$P_c - tF$	8 n	2.01 062	433 6.6	17	5	5	5	
<p>Donde:</p> <p>$M = M_{n1} - 1/2 V_{m1} h$ («h» es la altura del primer piso). $F = M/L$ = fuerza axial en las columnas extremas producidas por «M». N_c = número de columnas de confinamiento (en muros de un paño $N_c = 2$) L_m = longitud del paño mayor ó $0,5 L$, lo que sea mayor (en muros de un paño $L_m = L$) P_c = es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y, carga proveniente de los</p>				8 n	2.01 062	488 4.6	15	15	15		
				8 n	2.01 062	308 4.9	31	0	0	0	
				8 n	2.01 062	683 1.5	21	21	21	21	

Fuente: Elaboración propia.

Diseño por corte fricción (V_c)

La sección transversal (A_{cf}) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0,2 f_c \phi} \geq A_c \geq 15t (cm^2) \quad (27.3.3-a.1')$$

donde: $\phi = 0,85$

Tabla N° 34.- Diseño de refuerzo longitudinal.

Diseño de Refuerzo Longitudinal									DISEÑO DE ESTRIBOS							
Ac (cm ²)	An (cm ²)	Asf (cm ²)	Ast (cm ²)	As min	As requerida (cm ²)	As colocar	Arreglo	As real colocado	tn (c m)	S1 (c m)	S2 (c m)	S3 (c m)	S colocar	45cm ó 1.5 d	Arreglo	Ts (Kg)
375	231	1.57	0.57	1.5	2.14	2.14	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10.28	6	6	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	7476.824 1

375	231	1.53	0.39	1.5 6	1.92	1.92	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10. 28	6	6	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	4358.539 45
375	231	1.78	0.23	1.5 6	2.01	2.01	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10. 28	6	6	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	5074.455 196
375	231	1.50	0.45	1.5 6	1.95	1.95	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10. 28	6	5	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	4275.258 75
375	231	1.76	0.25	1.5 6	2.01	2.01	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10. 28	6	5	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	5029.028 34
375	231	2.09	0.84	1.5 6	2.93	2.93	4 φ1/2"	5.16	11	6.6	10. 28	6	6	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	5964.227 833
375	231	1.00	0.84	1.5 6	1.84	1.84	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10. 28	6	5	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	2867.103 95
375	231	2.25	0.35	1.5 6	2.60	2.60	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10. 28	6	5	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	6415.360 12
375	231	1.12	0.74	1.5 6	1.86	1.86	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10. 28	6	5	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	3206.675 385
375	231	2.23	0.00	1.5 6	2.24	2.24	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10. 28	6	5	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	6377.127 262
450	286	2.40	0.30	1.8 8	2.70	2.70	4 φ1/2"	5.16	11	7.1 7	10. 28	7	7	41	φ6mm,14@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	18240.54 093
375	231	1.52	0.50	1.5 6	2.02	2.02	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10. 28	6	5	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	4336.614 389
375	231	1.71	0.43	1.5 6	2.14	2.14	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10. 28	6	5	33	φ6mm,9@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	4884.605 3
375	231	1.08	0.88	1.5 6	1.96	1.96	4 φ3/8"	2.84	11	6.6	10. 28	6	5	33	φ6mm,10@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	3084.903 683
450	286	2.39	0.60	1.8 8	2.99	2.99	4 φ1/2"	5.16	11	7.1 7	10. 28	7	7	41	φ6mm,14@5cm,4@10cm,rt o25cm C/E	18217.28 85

Fuente: Elaboración propia.

a.2. Determinación del refuerzo vertical

El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical (A_s) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}):

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi} \quad A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi} \quad (27.3.a.2)$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq 0.1 f_c' A_c \dots (\text{mínimo } 4 \phi 8mm)$$

donde: El factor de reducción de resistencia es $\phi=0,85$
El coeficiente de fricción es: $\mu=0,8$ para juntas sin tratamiento y $\mu=1,0$ para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento y sea intencionalmente rugosa.

a.3. Determinación de los estribos de confinamiento

Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135°, estribos de 1 3/4 de vuelta o zunchos con ganchos a 180°. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1,5 d (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos:

$$s_1 = \frac{A_v f_y}{0,3 t_n f_c' (A_c / A_n - 1)} \quad s_2 = \frac{A_v f_y}{0,12 t_n f_c'} \quad (27.3.a.3)$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5cm \quad s_4 = 10cm$$

Donde «d» es el peralte de la columna, « t_n » es el espesor del núcleo confinado y « A_v » es la suma de las ramas paralelas del estribo.

El confinamiento mínimo con estribos será $\phi 6mm, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25$ cm. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera-columna y estribos @ 10 cm en el sobrecimiento.

Tabla N° 35.- Diseño de estribos.

Ts (Kg)	As-requerida (cm²)	As min	As col	Arreglo	As real colo	Estribos
7476.8241	1.98	1.06	1.98	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
4358.53945	1.15	1.06	1.15	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
5074.455196	1.34	1.06	1.34	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E

4275.25875	1.13	1.06	1.13	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
5029.02834	1.33	1.06	1.33	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
5964.227833	1.58	1.06	1.58	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
2867.10395	0.76	1.06	1.06	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
6415.36012	1.70	1.06	1.70	4 φ8mm"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
3206.675385	0.85	1.06	1.06	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
6377.127262	1.69	1.06	1.69	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
18240.54093	4.83	1.06	4.83	4 φ1/2"	5.16	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
4336.614389	1.15	1.06	1.15	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
4884.6053	1.29	1.06	1.29	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
3084.903683	0.82	1.06	1.06	4 φ3/8"	2.84	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E
18217.2885	4.82	1.06	4.82	4 φ1/2"	5.16	φ6mm,1@5cm,4@10cm,rto25cm C/E

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel

● La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a T_s :

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L};$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq 0,1 f_c' A_{cs} \dots (\text{mínima } A \phi 8mm) \quad (27.3.b)$$

donde: $\phi = 0,9$
 A_{cs} = área de la sección transversal de la solera

● El área de la sección transversal de la solera (A_{cs}) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (A_s), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera se colocará es-tribos mínimos: [] 6mm, 1 @ 5, 4@ 10, r @ 25 cm.

Diseño de la cimentación

Verificación de Esfuerzos en el terreno.

Capacidad Portante del suelo= 1.31 kg/cm²= 10.31 ton/m²

Para esta parte se ha hecho uso del Programa SAFE2016 para modelar la Cimentación.

Tabla N° 36.- Predimensionamiento de la cimentación.

Muros	L	t	PD	PL	B	B de ETABS
	m	m	kg/m	Kg	cm	usar
1X	6.00	0.13	2920.1017	398.7183	25.335	50
2X	1.80	0.13	2298.7222	419.4167	20.749	50
3X	2.23	0.13	2277.3753	330.7461	19.909	50
4X	1.80	0.13	1943.7778	229.8778	16.593	50

5X	2.25	0.13	2108.3956	254.2533	18.035	50
6X	2.75	0.13	1256.8364	152.9564	10.762	50
7X	1.20	0.13	2051.5667	289.4917	17.871	50
8X	2.75	0.13	2687.4945	465.5382	24.069	50
9X	1.50	0.13	1936.9000	263.3400	16.796	50
10X	2.75	0.13	2528.9673	588.1709	23.795	50
1Y	15.00	0.13	2424.2500	288.1173	20.705	50
2Y	1.85	0.13	2207.5892	360.2595	19.602	50
3Y	1.93	0.13	2639.5117	424.8623	23.392	50
4Y	1.50	0.13	1910.8067	287.3067	16.779	50
5Y	15.00	0.13	2397.6153	286.8187	20.492	50

Fuente: Elaboración propia.

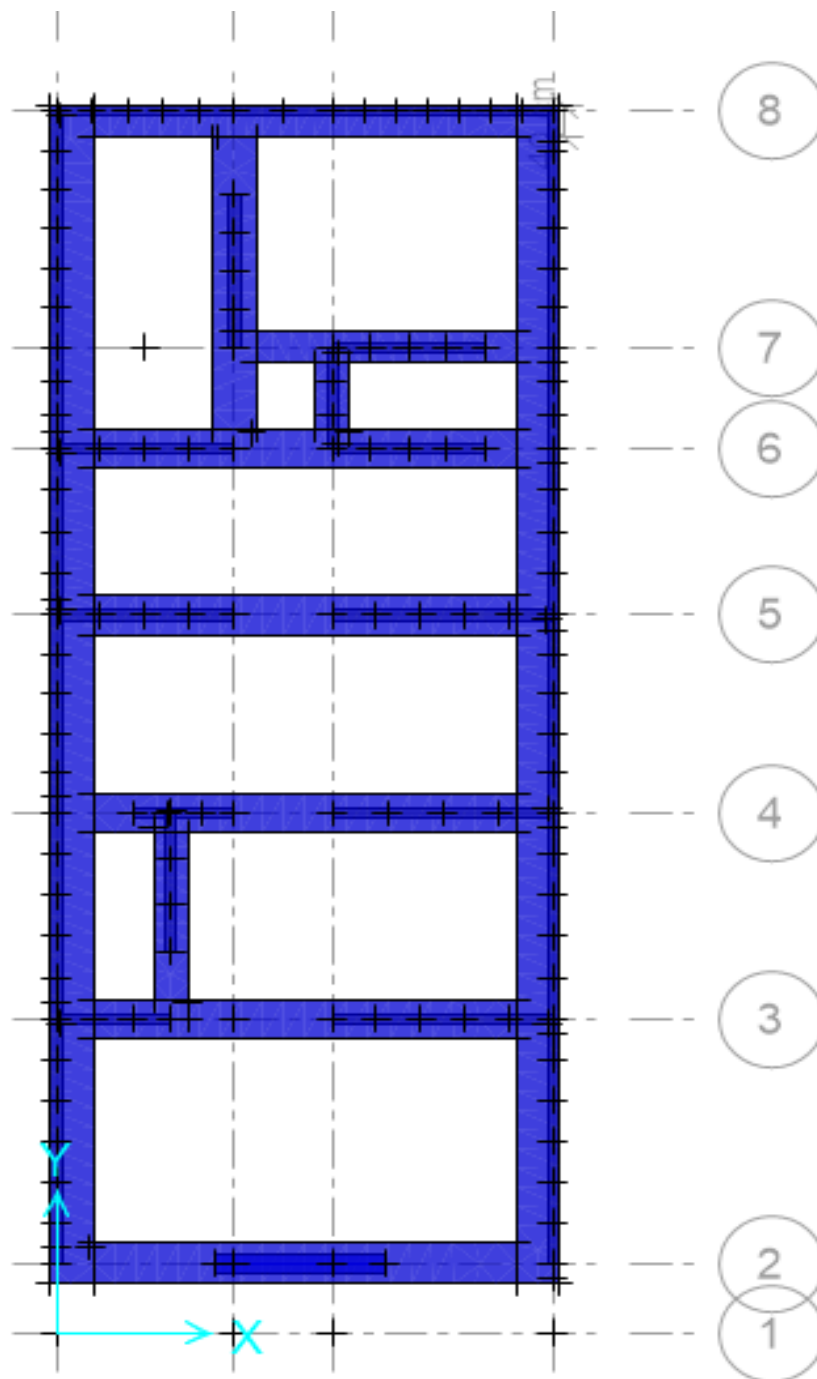


Figura N°46.- Modelado de la cimentación en SAFE.

Fuente: Elaboración propia.

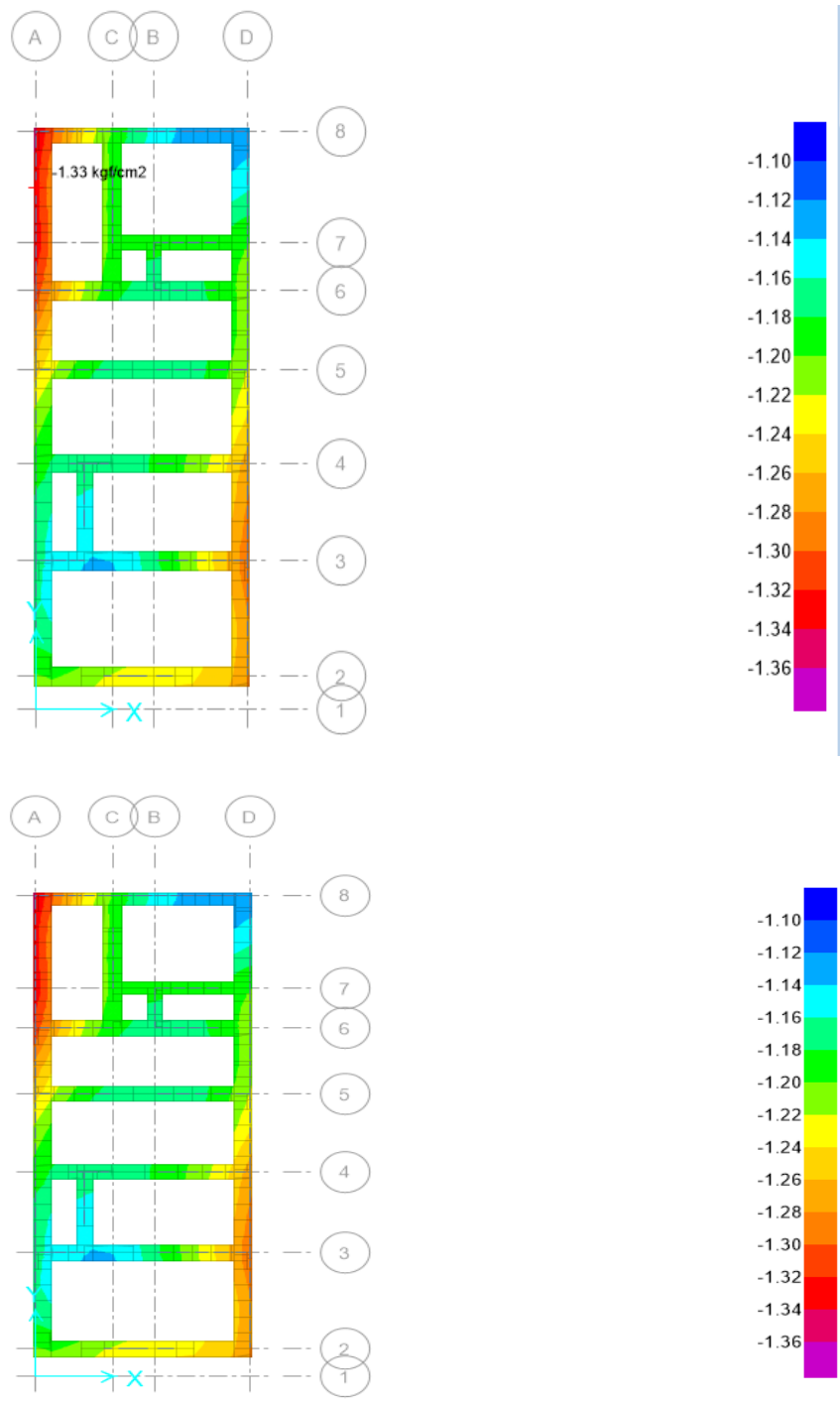


Figura N°47.- Esfuerzos actuantes en la cimentación.

Fuente: Elaboración propia.

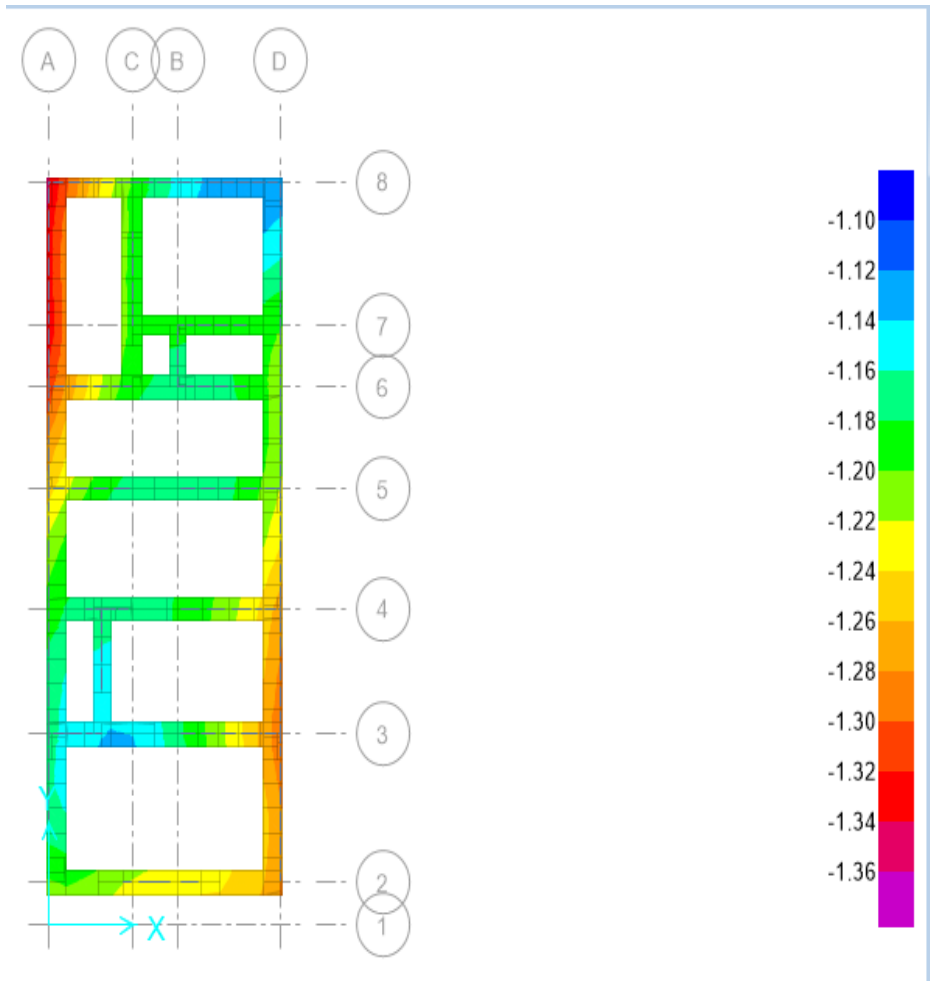


Figura N°48.- Asentamientos en la cimentación

Fuente: Elaboración propia.

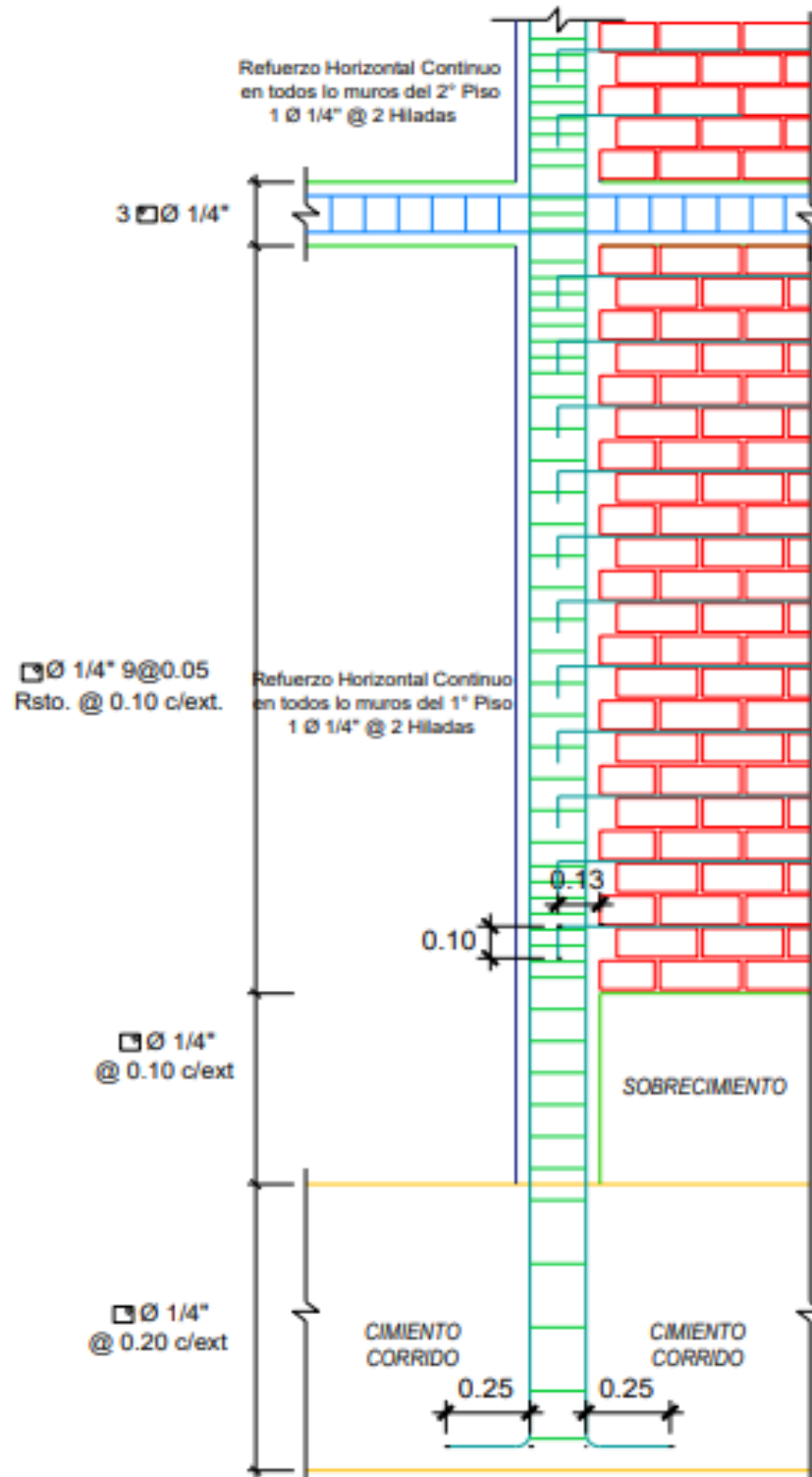


Figura N°49.- Detalle de acero en columnas.

Fuente: Elaboración propia.

III. RESULTADOS

➤ Resultados del EMS:

Las condiciones que presenta el suelo para la construcción de la vivienda se nombran a continuación:

- El suelo de cimentación se clasifica como arcilla arenosa de baja plasticidad con presencia de gravas CL sin presencia de napa freática superficial.
- Con los resultados obtenidos en campo y laboratorio se clasificó el suelo donde se construirá la edificación como suelos de mediana y alta compacidad sin presencia de napa freática.
- El tipo de suelo encontrado en el subsuelo hasta nivel de cimentación, se clasifica como material común (CM), de compacidad media a alta y trabajable para realizar la excavación en forma manual.
- Durante la excavación de las calicatas, hasta la profundidad de tres metros el terreno presenta regular contenido de humedad, no se presentaron derrumbes de las paredes de la excavación, habiéndose determinado que existen ángulos de corte natural subverticales de 80° que no es necesario la entibación de las zanjas.
- El material excedente extraído de las zanjas de excavación serán eliminados después de la cimentación de las estructuras superficiales que se han proyectado.
- Los valores de contenidos de cloruros, sulfatos, sales solubles y carbonatos, son de mediana agresividad pudiéndose usar cemento tipo II.
- Del RNE, norma E030 para diseño sismoresistente se obtuvieron los parámetros del suelo en la zona de estudio:

Factores	Valores
Parámetros de zona	Zona 4
Factor de zona	$Z(g) = 0.45$
Suelo Tipo	$S = 2$
Amplificación del suelo	$S = 1.05$
Período predominante de vibración	$T_p = 0.6 \text{ seg}$ $T_s = 2.0 \text{ seg}$
Uso	$U = 1.0$
Categoría de la edificación	C
Sistema estructural	$R = 7$

- En esta zona hasta fondo de excavación de 3.00m los materiales encontrados, son arenas pobremente graduados sin presencia de napa freática superficial nos permite suponer que ante un sismo de gran magnitud no se produce el fenómeno de licuación de arenas.
- En la zona de estudio hay presencia de sales de mediana agresividad por lo que es recomendable el uso de cemento tipo II para que no afecte la fluencia del acero y la resistencia del concreto.
- Para la edificación proyectada las cimentaciones serán de tipo superficial.
- Para cimientos corridos con una profundidad mínima de desplante de la cimentación medida a partir del terreno inalterado de 1.00m con ancho de 0.5m su capacidad admisible es de 1.31 Kg/cm².

➤ Esfuerzos y deformaciones actuantes:

- Todos los elementos estructurales fueron diseñados para soportar todas las sollicitaciones de carga y esfuerzos actuantes requeridos en la normativa Peruana.
- La configuración satisface los requerimientos siguientes:
 - Distribución simple en planta
 - Simetría en distribución de masas y disposición de muros, compensada con la adición de pórticos.
 - No hayan cambios bruscos de rigidez, masa o discontinuidades en la transmisión de las fuerzas de gravedad y horizontales y de sismo a través de los elementos verticales hacia la cimentación. Estructura regular en planta y elevación
 - Similar Rigidez en ambas direcciones principales de la edificación.
 - Tabiques y cercos separados de la estructura principal según diseño.

➤ Irregularidad estructural de la edificación:

- *No presenta* Irregularidad de rigidez-Piso Blando

- *No presenta* Irregularidad de Masa.
- *No presenta* Irregularidad Geométrica Vertical.
- *No presenta* Discontinuidad en el sistema resistente.
- *No presenta* Irregularidad Torsional.
- *No presenta* Esquinas entrantes.
- *No presenta* Discontinuidad en el diafragma.
- La estructura se clasifica como: **REGULAR EN EL EJE YY**
- La estructura se clasifica como: **REGULAR EN EL EJE XX**
- Para realizar el modelado de los sistemas estructurales se hizo uso del programa de análisis estructural CSI Etabs 2017 que emplea el método matricial de rigidez y elementos finitos. Se analizó la geometría de la estructura y las cargas actuantes asumiendo las siguientes disposiciones según lo establece la norma E - 030
 - Modelo tridimensional de 3 pisos
 - Empotrado en la base para simular cimentaciones
 - Losas elementos tipo Shell (en una o dos direcciones como corresponda)
 - Diafragma rígido
 - Muros elementos frame
 - Cargas y combinaciones según lo dicta la Norma E.020
 - Se tomó masa sísmica según como lo dicta la norma CM+0.25CV (el programa lo hace instantáneamente)
 - Se tomaron 3 modos de vibración: 2 de traslación y 1 en rotación.

➤ Interpretación y comparación de resultados obtenidos

CUADRO COMPARATIVO	
Diseño con $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	Diseño con $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
Losa aligerada Unidireccional $h = 0.17 \text{ m}$	Losa aligerada Unidireccional $h = 0.17 \text{ m}$
Elementos estructurales: Pórticos compuestos por: Vigas = $0.25 \times 0.30 \text{ m}^2$ Columnas = $0.35 \times 0.5 \text{ m}^2$ Zapata Central = $1.2 \times 1.2 \text{ m}^2$ Zapata lateral = $1.2 \times 1.00 \text{ m}^2$ Zapata esquinera = $1.00 \times 1.00 \text{ m}^2$	Elementos estructurales: Muros confinados: Muros $t = 0.13 \text{ m}$ Columnas de amarre = $0.13 \times 0.17 \text{ m}^2$ Vigas de amarre = $0.13 \times 0.17 \text{ m}^2$ Cimiento corrido = $0.5 \times 0.8 \text{ m}^2$
Desplazamientos 3er Nivel = 0.004531 2do Nivel = 0.006625 1er Nivel = 0.005329	Desplazamientos 3er Nivel = 0.0003 2do Nivel = 0.0003 1er Nivel = 0.00016

En el cuadro se verifica que los desplazamientos tanto como para el sistema de albañilería confinada y el sistema estructural de concreto armado, están dentro de los límites permitidos establecidos por el R.N.E Norma E – 030.

Vulnerabilidad de la vivienda en Perú, que hacen necesario un diseño óptimo

PERÚ:
Según Capeco,
el 80% de las
viviendas son
informales.

LIMA:
Se aproxima que
70% de las
viviendas son
informales.



Esto significa que, ante un eventual sismo de alta magnitud o un huaico, son muchas más las viviendas que correrían riesgo de desplomarse o dañarse severamente que las que lo soportarían.



Figura N°50.- Realidad de construcciones informales en Perú.

Fuente: <https://www.construyebien.com/blog/construccion-viviendas-informales/>

Viviendas en el Perú: acceso, compra y precios

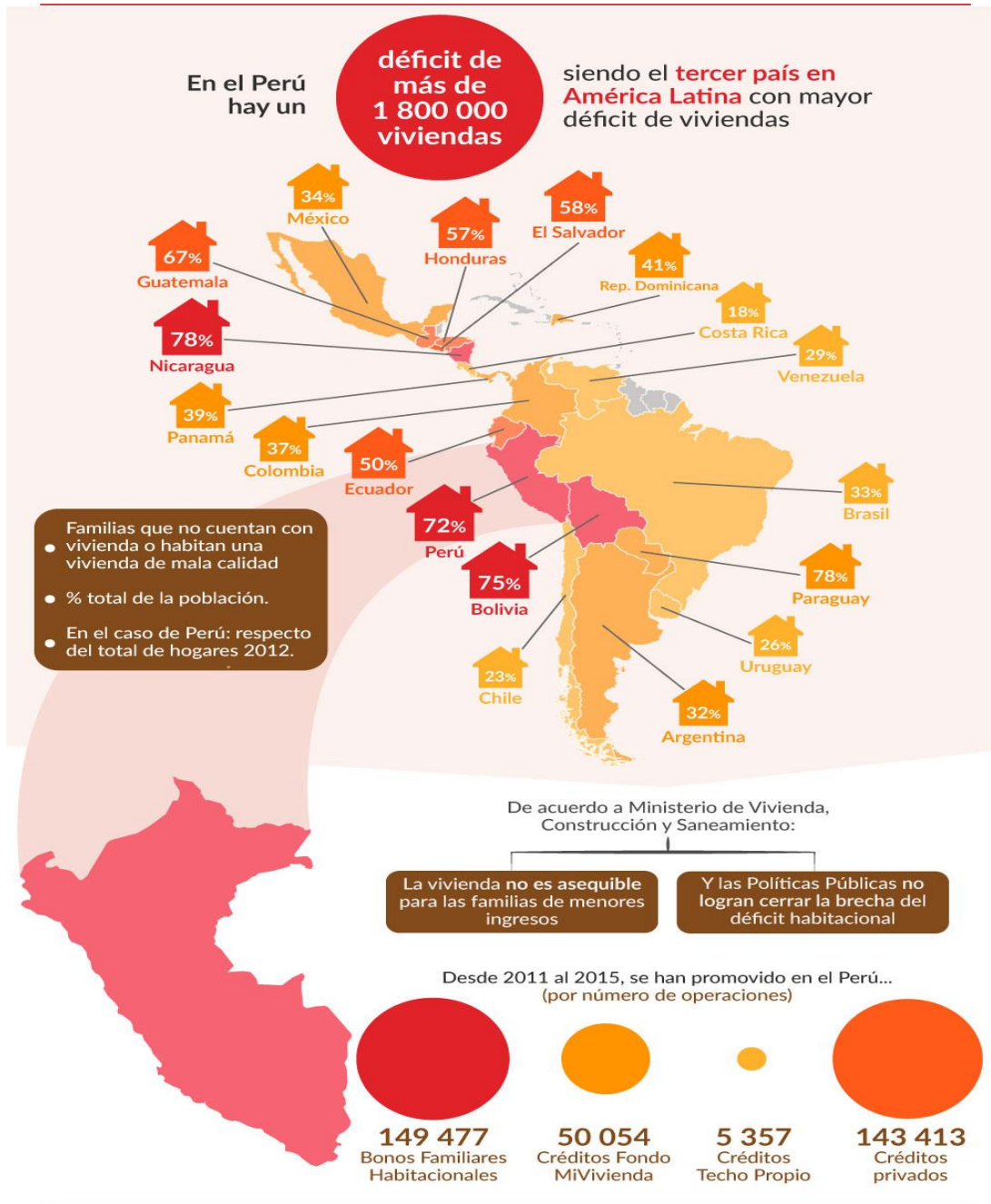


Figura N°51.- Deficit habitacional en Perú.

Fuente: <https://rpp.pe/economia/inmobiliaria/peru-es-el-tercer-pais-de-latinoamerica-con-mayor-deficit-de-viviendas-noticia-1014065?ref=rpp>

- Al año se construyen alrededor de 30,000 viviendas informales de acuerdo a datos de Capeco, ante lo cual los especialistas afirman que esta situación ocurre porque los gobiernos locales “regularizan o sacan amnistías” para este tipo de predios. (<https://bienesraicess.com/blogs/80-de-viviendas-en-peru-son-autoconstruidas/>).

- Sismo del 15 de agosto de 2007

El día 15 de Agosto de 2007 a las 18:41 horas (23:41 hora gmt), se registró un sismo con epicentro en la provincia de Pisco, con las siguientes características:

Epicentro: 60 km. al Oeste de Pisco (en el mar)

Profundidad: 40 km.

Magnitud momento: 7.9 Grados Richter

Intensidad (Escala de Mercalli Modificada): Vii Pisco, Chincha E Ica; Vi Lima, V Huancavelica. El Sismo se caracterizó por presentar gran duración (210 segundos aproximadamente) y la posible presencia de dos frentes de ruptura, que sumados a sus réplicas, definen un área rectangular de ruptura paralela a la línea de Costa y cuyo eje mayor tendría una longitud de 150 Km, aproximadamente.

El día 1 de Octubre de 2007, el Gobierno Nacional dio un balance definitivo de los daños producidos por el reciente Sismo. La Presidencia del Consejo de Ministros y el INEI informaron que el 36.5% de la Zona de Influencia del Sismo, resultó afectada, lo que representa a unas 319 mil 886 personas, cuyas viviendas fueron destruidas y muy afectadas, y por tanto se encuentran en situación de inhabitables.

Registro Sísmico 15 Agosto + Estación ÑAÑA IGP a 174 Km del Epicentro

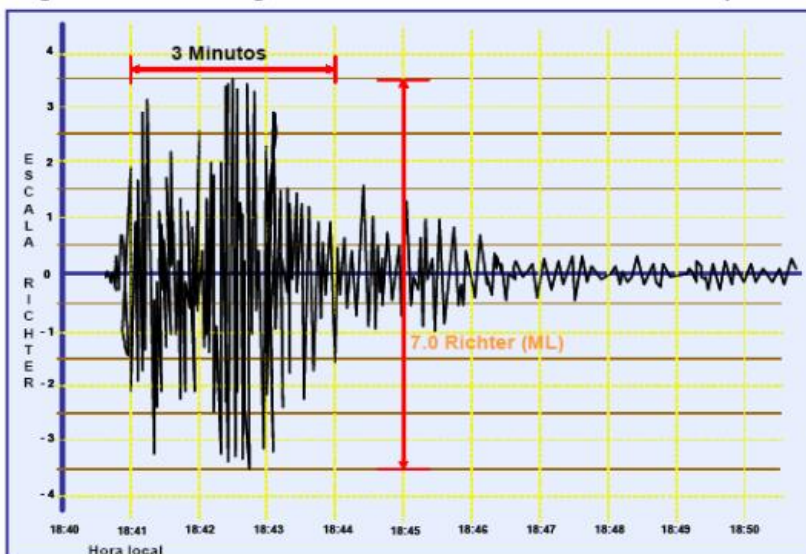


Figura N°52.- Registro sísmico Perú 2007.

Fuente: IGP, Indeci.

Tipo de Viviendas	Descripción	Número	Habitantes
Destruídas	Paredes y techos derrumbados	52.200	243.500
Muy afectadas	Paredes derrumbadas	23.600	76.400
Afectadas	Estructuras afectadas parcialmente	93.200	298.600
Levemente afectadas	Pequeñas rajaduras	23.500	104.200
No afectadas	Sin daños	53.000	No se precisó

Fuente: Diario "El Comercio", en base a exposición del Jefe del INEI – Lima en la Presidencia del Consejo de Ministros.

Figura N°53.- Número de viviendas afectadas por sismo.

Fuente: Diario el comercio.

CUADROS DE POBLACION DE DAMNIFICADOS - PROVINCIAS

Chincha	147520
Pisco	59971
Ica	155660
	363,151

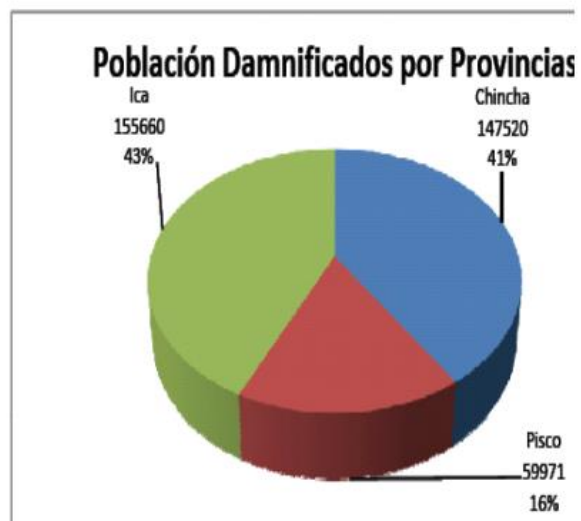


Figura N°54.- Población damnificada por provincias,.

Fuente: Coer – Ica, portal electrónico del GORE Ica

CUADROS DE VIVIENDAS DESTRUIDAS - PROVINCIAS

Chincha	17511
Pisco	11707
Ica	14032
	43,250



Figura N°55.- Viviendas destruidas por provincias,.

Fuente: Coer – Ica, portal electrónico del GORE Ica

VIVIENDAS AFECTADAS EN LAS PROVINCIAS DE CHINCHA, PISCO E ICA

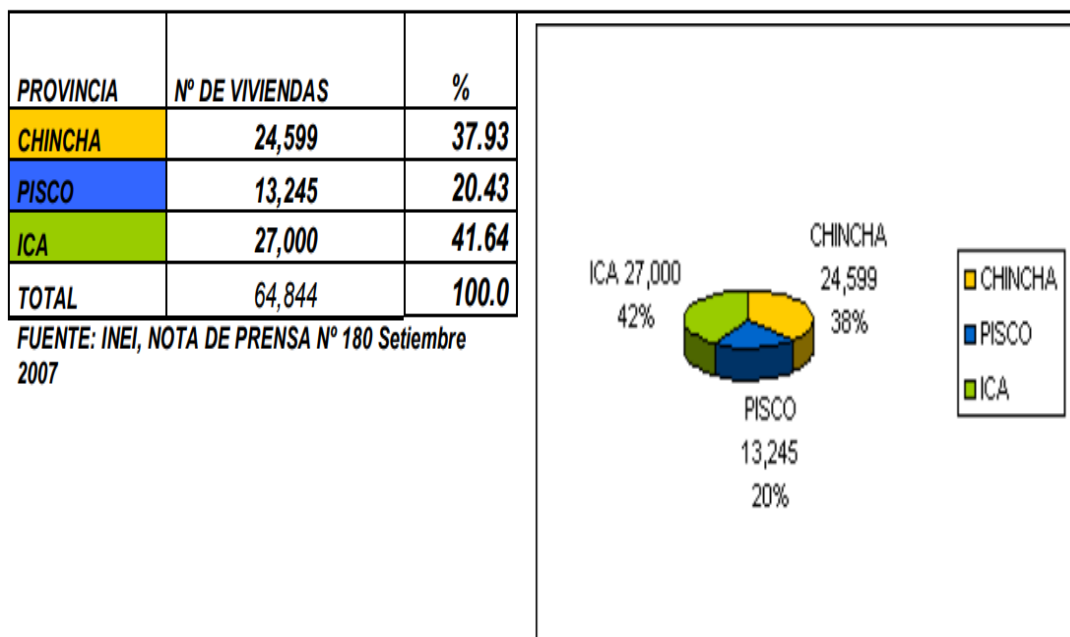


Figura N°56.- Viviendas afectadas por el sismo

Fuente:

<http://www.regionica.gob.pe/pdf/grppat/2008/DIAGNOSTICO%20REGION%20ICA%20FEBRERO%202008.pdf>

IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN

- Fue necesario aumentar la rigidez de los elementos estructurales en ambas direcciones para cumplir con las solicitaciones ante fuerzas sísmicas; para el sistema estructural aporticado, se estableció emplear vigas y columnas peraltadas; para el sistema estructural de albañilería confinada, se estableció la colocación de muros portantes y vigas dinteles.
- El desplazamiento y/o deformación que la estructura presenta durante y después del sismo, es el principal factor que influye en los daños que pueda sufrir. En tanto más grande sean los desplazamientos permanentes, mayores serán los daños que presente la estructura.
- Una estructura rígida, se considera como tal, si posee un periodo menor a 0.3 segundos.
- Para el sistema de albañilería es necesario tener ejes principales con muros de albañilería en ambas direcciones, la albañilería en resistencia axial solo resiste hasta dos niveles con ladrillo artesanal y hasta cinco niveles con ladrillo industrial.
- Los periodos fundamentales obtenidos, demuestran que el sistema estructural aporticado es mucho más flexible, a comparación del sistema estructural de albañilería confinada; esto se debe a que los muros de este último, aportan mayor rigidez lateral ante cargas sísmicas.
- Las estadísticas del último sismo ocurrido en el sur del Perú revelan la vulnerabilidad de las construcciones de tipo vivienda en nuestro País, lo que hace necesario corregir la informalidad en este tipo de construcciones y da validez a nuestro estudio realizado.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Para poder determinar la capacidad portante y las características de terreno a cimentar, se realizó un estudio de suelos conforme a las obligaciones del R.N.E Norma E- 050.
- De la comparación entre las distorsiones de entrepiso y los desplazamientos laterales de la edificación se concluye que, ante la ocurrencia de un evento sísmico severo, los daños y el costo de reparación de estos serían mucho mayores en una estructura construida con el sistema de albañilería confinada que en una diseñada con el sistema aporticado.
- Los aspectos generales que se han tomado en consideración para el análisis son, la ubicación, tipo de terreno, uso del edificio, factor de reducción de acuerdo al sistema estructural y demás parámetros según lo establece la norma sismoresistente de diseño E 030, que específicamente, verifica el criterio de seguridad estructural. Además se utilizaron los software ETABS y SAFE para la generación de los modelos matemáticos.
- El comportamiento global de la estructura en ambos sistemas es adecuado frente a eventos sísmicos.
- Los driff inelásticos son menores que los permitidos por la norma E-030, en ambos sistemas.
- El sistema aporticado resulta ser muy flexible, por lo que se debió incrementar las secciones de los sistemas estructurales. (columnas, vigas), con el fin de rigidizar más la edificación.
- El tipo de cimentación en sistema aporticado, está conformado por zapatas aisladas a una profundidad de desplante D_f de 1.60m con capacidad portante admisible del terreno es 1.98 Kg/cm^2 , esto basándose en el estudio de Mecánica de Suelos y verificándose que las presiones en el suelo sean menores a dicho valor y los asentamientos sean los permisibles. Se verificó que el refuerzo colocado en la cimentación SI CUMPLE de acuerdo a la Norma E-060 de concreto.

- En el sistema de albañilería los elementos de arriostre (columnas y vigas) han sido analizados y diseñados para soportar sismos moderados y sismos severos, en supuesto que fallase la albañilería que confinan.
- En albañilería la losa aligerada se apoya sobre muros portantes o vigas peraltadas, teniendo vigas transversales de acople que la rigidizan para que se asemeje lo más posible al diafragma rígido de diseño.
- El sistema de cimentación para la albañilería confinada está conformado por cimientos corridos a una profundidad mínima de 1.00 m medida desde el nivel de terreno natural, con un ancho de 0.50m y capacidad admisible de 1.31 Kg/cm².
- El sistema de albañilería confinada ha sido ensayado y mejorado ampliamente en nuestro país.
- En conformidad a los resultados obtenidos del análisis, se verifica que tanto el sistema aporticado, como el sistema de Albañilería confinada cumplen un desempeño estructural adecuado y verdadero ante la acción sísmica; cumpliendo con los requisitos del análisis y diseño Sismorresistente que exige el RNE del Perú. Además, en función a la altura de simetría, el sistema de Albañilería Confinada resulta más eficiente estructuralmente.
- Debido a que los resultados de ambas estructuras cumplen los requisitos exigidos por la norma E.030; será necesario realizar el diseño en ambos casos y evaluar económicamente el diseño para poder escoger la estructura más favorable, teniendo en cuenta más factores que solamente seguridad.

Recomendaciones

- Es muy importante pre dimensionar y diseñar una edificación buscando un sistema estructural óptimo, para que ésta sea segura, económica y durable en el tiempo.
- Como recomendación para una estructura mayor a tres pisos de albañilería se recomendaría muros intermedios de aparejo cabeza.

- Para futuras investigaciones se sugiere realizar análisis y diseños comparativos de los sistemas presentados en el R.N.E según su importancia, para optimizar y minimizar daños y costos en inversión; Teniendo en cuenta su desempeño estructural ante amenazas sísmicas.
- En la construcción de viviendas es recomendable un estricto control de calidad de los materiales a utilizar, pues los materiales cumplen un papel muy importante en la calidad y el buen funcionamiento de la estructura, además los trabajos tendrán que ser supervisados por un profesional especializado en ingeniería, y que garantice el diseño estructural ya definido.
- Consultar en todo momento a un profesional, en cada etapa del proyecto.

VI. AGRADECIMIENTOS

A toda mi familia. por su comprensión apoyo y paciencia en el desarrollo de mi etapa como estudiante y en el desarrollo del presente proyecto.

A Dios nuestro creador supremo por las bendiciones recibidas que me permitieron llegar hasta donde he llegado y por estar siempre con nosotros en cada paso que damos

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abanto, F. (2004) Análisis y diseño de edificaciones de albañilería. Lima-Perú, 312pp.
- Blanco, A. (1990) Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima-Perú, 243pp.
- Blondet, M. & PUCP & SENSICO 2005, Construcción y mantenimiento de viviendas de albañilería para albañiles y maestros de obra. (2° edición).
- Busso, H. & Jorge, Y. (2015) Evaluación por desempeño sísmico de una construcción confinada de cinco pisos en la ciudad de Huancavelica utilizando un análisis lineal no estático, distrito de Huancavelica, región Huancavelica. Huancavelica, Perú.
- Cáceres, E. (2017) Análisis de costos, diseño sismoresistente-estructural comparativo entre los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería estructural de un edificio multifamiliar. Arequipa, Peru
- Corporación Aceros Arequipa (2010), Construye seguro - Manual de maestro constructor (1° ed), Motiva SA. Lima, Perú.
- Corporación Aceros Arequipa (2010), Manual de construcción para maestros de obra (1° ed), Nueva vía comunicaciones SA. Lima, Perú.
- Crispieri, A. (2011) Caracterización y diagnóstico sísmico de las viviendas sociales de albañilería de la ciudad de Arica. Chile.
- Delgado, G. (2008), Diseño estructural de una vivienda económica de 160 m² de área techada (7ma ed), Lima, Perú.
- Delgado, G. (2011), Diseño de estructuras aperticadas de concreto armado (9na ed). Lima, Perú.
- Escamilo, J. (2017) Diseño estructural de una edificación de albañilería confinada de 8 pisos en la ciudad de Trujillo, la Libertad. Trujillo, Perú.

- Fundación Ica, A.C. (2003) Edificaciones de mampostería para vivienda (3° ed) México.
- Gallegos, H. & Casabonne C. (2005) Albañilería estructural(3° ed) –Pontificia universidad católica del Perú. Lima.
- Gallo, G. & Espino, L. & Olvera, A. Diseño estructural de casas habitación (2° ed), Mc Graw Hill.
- Gent, k; Astroza, M. & Giuliano, G. congreso Chileno de sismología, Calibración del Índice de vulnerabilidad del G.N.D.T a las edificaciones Chilenas: estructuras de albañilería confinada. Chile.
- Gómez, W. (2017) Análisis comparativo de respuesta sísmica de vivienda de dos pisos de pórticos resistentes a momentos versus de muro portante. Machala, Ecuador.
- Hernandez, L. (2012) Diseño estructural de un edificio de vivienda de albañilería confinada. Lima, Perú.
- Martinez, G. & Pereira, y. 2010, Importancia del estudio de mecánica del suelo para la determinación de fundaciones en obras civiles. Venezuela.
- Morales, R. (2002) Diseño en concreto armado. Lima-Perú, 218pp.
- Municipalidad de Lima (2012), Manual de autoconstrucción y mejoramiento de vivienda. (2° ed). Lima, Perú.
- Norma Técnica Peruana E-020, Reglamento nacional de edificaciones – cargas en estructura
- Norma Técnica Peruana E-030 Reglamento nacional de edificaciones – sismoresistencia
- Norma Técnica Peruana E-060 Reglamento nacional de edificaciones – concreto armado
- Norma Técnica Peruana E070 Reglamento nacional de edificaciones – albañilería
- Ochoa, A. (2011) Memoria de cálculo de una casa habitación de dos pisos en la ciudad de Xalapa, Veracruz, México.

- Pari, S. & Manchego, J. (2017) Análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima, Perú.
- Quiun, D. Pontificia universidad católica del Perú. Artículo, Criterios para construcciones de ladrillo mas seguras. Lima - Perú
- Quispe, E & Apaza, P. (2017) Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía. Juliaca, Perú.
- San Bartolome A. (1994) construcciones de albañilería – comportamiento sísmico y diseño estructural (1° ed) Pontificia universidad católica del Perú, Lima.
- UNI universidad nacional de Ingeniería - CISMID. (2004) Guía para la construcción con albañilería. Lima Perú.

VIII. APÉNDICES Y ANEXOS

Panel fotográfico



FIGURA N°50.- Frente y fondo de terreno de análisis



FIGURA N°51.- Muros perimetrales de viviendas aledañas al terreno en análisis