

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS
APORTICADAS, REGULARES EN PLANTA Y
REGULARES EN ELEVACIÓN.**

TOMO I

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

**JAVIER EDUARDO VILLAMARÍN AGUIRRE
EDWIN EDUARDO YÁNEZ PEÑAHERRERA**

SANGOLQUÍ, OCTUBRE DE 2010.

RESUMEN

El presente trabajo trata los siguientes aspectos a continuación descritos:

Aporte a la evaluación de la peligrosidad sísmica del Ecuador, mediante la relación entre aceleraciones máximas e intensidades de 7 registros sísmicos de América del Sur, para luego ser aplicada y obtener una Ley de Atenuación que pueda ser usada en estudios de Peligrosidad Sísmica en el Ecuador.

Se realiza el estudio de vulnerabilidad y reforzamiento sísmico de tres estructuras, de las cuales una de ellas es una estructura teórica, otra es la Edificación de la Residencia-ESPE, y la última de es un Edificio de tres pisos; Para cada estructura mencionada con anterioridad se propone 3 alternativas de reforzamiento y se selecciona la mejor.

Para el presente trabajo se hizo uso del análisis sísmico pseudo espacial con el método de superposición modal, además se realiza tres controles en el análisis, como es el Cortante basal Mínimo, Deriva de piso, Efecto P-delta.

ABSTRACT

The present work is about the next issues described as follows:

Contribution to the evaluation of seismic risk of Ecuador, by means of the relation between maximum accelerations and intensities from 7 seismic registers in South America, and then it is applied to obtain an Attenuation Law that can be used in Seismic Risk studies in Ecuador.

The vulnerability and seismic reinforcement study of three structures is carried out, one of which is a structure in theory, another is the residence building at ESPE and the last one is a three-story building; for each structure mentioned above three reinforcement alternatives are proposed and the best one is selected.

For the present work, the seismic pseudo spatial analysis was used with the modal superposition method. In addition three controls in the analysis are carried out, such us the Minimum Base Shear, Drift, and P-delta Effect.

CERTIFICACION

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por los Srs: **JAVIER EDUARDO VILLAMARÍN AGUIRRE y EDWIN EDUARDO YÁNEZ PEÑAHERRERA** como requerimiento parcial a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL.**

Sangolquí, 12 de Octubre de 2010

Dr. Roberto Aguiar Falconí

Director de Tesis

Ing. Ernesto Pro

Codirector de Tesis

REVISADO POR

Ing. Jorge Zuñiga

Director de la carrera de Ingeniería Civil

DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico:

A mis padres, por su comprensión, paciencia, y apoyo incondicional en todo momento,

A mis hermanas por sus consejos y cariño total,

A mi hermano que partió de este mundo, le dedico el esfuerzo y persistencia mostrados en la elaboración del trabajo realizado, que siempre lo recordaré con respeto, amor y cariño,

Y por último y no por ser menos importantes, les dedico a mis amigos del CEINCI para que se siga fomentando la investigación con esmero y dedicación.

Javier Villamarín

A la familia de mi madre y de mi padre, a mi madrina, a mi tío Hugo y a todas las personas que han estado apoyándome siempre porque gracias a su ejemplo de esfuerzo y trabajo he logrado culminar con éxitos este proyecto. Quiero dejar muy en alto el agradecimiento a mi querida madrecita porque ha sido la personita que ha estado apoyándome en todo momento y brindándome todo el cariño, comprensión, dedicación, constancia y amor necesario para incentivar fuerzas en mi ser y así conseguir tan alta meta. A mi madrecita numero dos mi tía Muchi por todo el amor y dedicación que me brindó cuando estuvo a mi lado.

Edwin Yáñez

AGRADECIMIENTOS

Hacemos llegar un cordial y afectuoso agradecimiento a todos nuestros queridos maestros que a lo largo de toda la carrera supieron impartir conceptos que fueron muy útiles y beneficiosos en la elaboración de nuestro proyecto.

De manera especial queremos agradecer a nuestro director y codirector de tesis, Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí y Ing. Ernesto Pro por su paciencia y valiosa asistencia en el desarrollo de este proyecto.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Pág.

CAPÍTULO I APORTE A LA EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR

1.1. INTENSIDADES.....	1
1.2. ACELERACIONES MÁXIMAS.....	4
1.3. RELACIÓN ENTRE ACELERACIÓN MÁXIMA E INTENSIDAD.....	7
1.3.1. Procedimiento realizado.....	7
1.3.2. Leyes de atenuación.....	13

CAPÍTULO II

ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURA TEÓRICA Y MARCO TEÓRICO

2.1. EVALUACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES IN SITU.....	16
2.2. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES.....	17
2.2.1. Estructura teórica.....	17
2.2.2. Edificio (Residencia ESPE).....	21
2.2.3. Edificio (FIRMESA).....	22
2.3. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS A SER UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS SÍSMICO.....	23
2.3.1. Estructura teórica.....	24
2.4. ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES.....	24
2.4.1. Estructura teórica.....	25
2.5. ANÁLISIS DE CARGAS SÍSMICAS.....	26
2.5.1. Análisis sísmico por el método de superposición modal... 2.5.1.1. Método de superposición modal..... 2.5.1.2. Análisis sísmico pseudo espacial con el método de superposición modal.....	26 26 28
2.5.2. Controles realizados.....	32
2.5.2.1. Cortante basal mínimo.....	32
2.5.2.2. Deriva de piso..... 2.5.2.2.1. Evaluación rápida de la deriva máxima de piso..	33 37
2.5.2.3. Efecto P-Delta.....	40
2.5.3. Análisis Sísmico de Estructura Teórica.....	42
2.6. DEMANAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y CÁLCULO	

DE LA DERIVA MÁXIMA DE PISO.....	43
2.6.1. Demanda elementos estructurales – Estructura Teórica.....	43
2.6.2. Deriva de piso en Estructura Teórica.....	45

CAPÍTULO III

CAPACIDAD SÍSMICA RESISTENTE, ESTRUCTURA TEÓRICA

3.1. DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA.....	49
3.2. DUCTILIDAD.....	51
3.3. DIAGRAMA DE MOMENTO CURVATURA EN VIGAS.....	52
3.4. DUCTILIDAD EN VIGAS.....	55
3.4.1. Índice de daño en vigas.....	55
3.5. DIAGRAMA DE MOMENTO CURVATURA EN COLUMNAS.....	56
3.5.1. Índice de daño en Columnas.....	58

CAPÍTULO IV

VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO SÍSMICO DE LA RESIDENCIA - ESPE

4.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	59
4.1.1. Descripción Estructural.....	61
4.1.2. Calidad del hormigón.....	62
4.2. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA.....	65
4.2.1. Análisis sísmico en sentido “X”.....	68
4.2.2. Análisis sísmico en sentido “Y”.....	69
4.3. PRESENTACIÓN DE TRES ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO A NIVEL DE DERIVA DE PISO.....	71
4.3.1. Alternativa 1.....	71
4.3.2. Alternativa 2.....	72
4.3.3. Alternativa 3.....	74
4.4. PARA LA ALTERNATIVA SELECCIONADA, DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE REFORZAMIENTO.....	75
4.4.1. Muros de corte.....	78
4.4.2. Cimentaciones de los muros de corte.....	81
4.4.2.1. Tipos de cimentaciones.....	81
4.4.2.2. Criterios para el diseño de plintos.....	83
4.4.2.3. Las cadenas de amarre como elementos de cimentación.....	85

4.4.2.4. Análisis de Presiones vs. Excentricidad.....	89
---	----

CAPÍTULO V

VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURA DE TRES PISOS

5.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	92
5.1.1. Descripción Estructural.....	95
5.1.2. Calidad del hormigón.....	97
5.2. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA.....	98
5.2.1. Análisis sísmico en sentido “X”.....	99
5.2.2. Análisis sísmico en sentido “Y”.....	101
5.3. PRESENTACIÓN DE TRES ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO A NIVEL DE DERIVA DE PISO.....	103
5.3.1. Alternativa 1, Estructura con 4 pisos.....	103
5.3.2. Alternativa 2, Estructura con 4 pisos.....	104
5.3.3. Alternativa 3, Estructura con 4 pisos.....	106
5.4. PARA LA ALTERNATIVA SELECCIONADA, DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE REFORZAMIENTO.....	107
5.4.1. Muros de corte.....	108
5.4.2. Encamisado de columnas.....	109
5.4.3. Losa, vigas y columnas del piso4.....	111
5.4.4. Cimentación de los muros.....	112
5.5. ALTERNATIVA 4, Estructuras de 3 pisos.....	116
5.5.1. Muros de corte, Alternativa 4.....	119
5.5.2. Cimentación de los Muros de corte, Alternativa 4.....	120

CAPÍTULO VI

COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Comentarios.....	121
6.2. Conclusiones.....	121
6.3. Recomendaciones.....	124

LISTADO DE TABLAS

	Pag.
CAPITULO I	
Tabla 1.1. Intensidades en la escala de Mercalli Modificada.....	2
Tabla 1.2. Aceleraciones máximas registradas en estaciones de la Red Nacional de Acelerógrafos-Sismo de Quetame -Colombia 2008.	6
Tabla 1.3. Sismos de Sur América registrados.....	8
Tabla 1.4. Registros de Aceleraciones y de Intensidades, Sismo de Chile 2005.	9
Tabla 1.5. Cálculo de la desviación estándar.....	12
Tabla 1.6. Relación entre intensidad y aceleración, desarrollados en otros trabajos	13
CAPITULO II	
Tabla 2.1. Parámetros usados en el análisis sísmico. Estructura teórica.....	24
Tabla 2.2. Dimensiones elementos estructurales – Estructura teórica.....	25
Tabla 2.3. Deriva máxima de piso, por el Comité VISION 2000.....	35
Tabla 2.4. Niveles de daño, propuestos por Ghobarah et al (1997)...	35
Tabla 2.5. Índices de Estabilidad de Piso, CEC-2000.....	42
Tabla 2.6. Fuerzas sísmicas y Desplazamientos en el C.M., Estructura teórica.....	43
Tabla 2.7. Deriva de Piso e índice de estabilidad - Posibilidad 1.....	46
Tabla 2.8. Deriva de piso e Índice de estabilidad - Posibilidad 2.....	46
Tabla 2.9. Deriva de piso e Índice de estabilidad - Posibilidad 3.....	47
CAPITULO III	
Tabla 3.1. Datos para viga (figura 3.4).....	53
Tabla 3.2. Puntos obtenidos del Diagrama Momento Curvatura.....	54
CAPITULO IV	
Tabla 4.1. Datos obtenidos con el uso del esclerómetro.....	64
Tabla 4.2. Dimensiones de los elementos, Carga muerta y viva.....	65
Tabla 4.3. Resultados obtenidos en el C.M.,(Sismo sentido “X”).....	68
Tabla 4.4. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso (“X”).....	69

Tabla 4.5.	Niveles de daño propuestos por Ghobarah et al.....	69
Tabla 4.6.	Resultados obtenidos en el C.M.,(Sismo sentido “Y”).....	70
Tabla 4.7.	Deriva de piso e índice de estabilidad de piso (“Y”).....	70
Tabla 4.8.	Deriva de piso e índice de estabilidad de piso–Alternativa 1.	71
Tabla 4.9.	Deriva de piso e índice de estabilidad de piso–Alternativa 2.	73
Tabla 4.10.	Deriva de piso e índice de estabilidad de piso–Alternativa 3.	74

CAPITULO V

Tabla 5.1.	Dimensiones de las vigas y columnas. Edificio FIRMESA.....	96
Tabla 5.2.	Carga muerta y viva considerados, Edificio FIRMESA	97
Tabla 5.3.	Resultados obtenidos con el esclerómetro.....	97
Tabla 5.4.	Resultados obtenidos en el C.M.,(Sismo sentido “X”).....	100
Tabla 5.5.	Deriva de piso e índice de estabilidad de piso (“X”).....	101
Tabla 5.6.	Resultados obtenidos en el C.M.,(Sismo sentido “Y”).....	101
Tabla 5.7.	Deriva de piso e índice de estabilidad de piso (“Y”).....	102
Tabla 5.8.	Deriva de piso e índice de estabilidad de piso–Alternativa 1.	103
Tabla 5.9.	Deriva de piso e índice de estabilidad de piso–Alternativa 2.	105
Tabla 5.10.	Deriva de piso e índice de estabilidad de piso–Alternativa 3.	106
Tabla 5.11.	Deriva de piso e índice de estabilidad de piso–Alternativa 4.	118

LISTADO DE FIGURAS

Pag.

CAPITULO I

Figura 1.1.	Mapa de Intensidades (M_M) para el terremoto de Pisco-Perú del 15/08/2007 (Tavera et al,2008).....	3
Figura 1.2.	Registros de Estación de Quetame (CQUET), Sismo de Quetame (Cundinamarca) 24/May/08, p.29, Epic. 4.39N-73.81E. INGEOMINAS (2008).....	5
Figura 1.3.	Relación encontrada entre Aceleración Máxima e Intensidad.....	12
Figura 1.4.	Leyes de atenuación para el Ecuador. ($M_w=6$).....	14
Figura 1.5.	Comparación de leyes de atenuación de Ecuador y Chile. ($M_w=6$).....	15

CAPITULO II

Figura 2.1	Vista en planta – Estructura Teórica	18
Figura 2.2.	Pórticos en sentido “X” y “Y” – Posibilidad 1, Estructura Teórica.....	18
Figura 2.3.	Pórticos en sentido “X” y “Y” – Posibilidad 2, Estructura Teórica.....	19
Figura 2.4.	Pórticos en sentido “X” y “Y” – Posibilidad 3, Estructura Teórica.....	20
Figura 2.5.	Diagonales de acero – Posibilidad 3, Estructura Teórica.....	20
Figura 2.6.	Pórticos “1y3” y Pórticos “A y D”– Posibilidad 4, Estructura Teórica.....	21
Figura 2.7.	Vista en Planta, Edificio Residencia (ESPE).....	22
Figura 2.8.	Vista en planta – Edificio FIRMESA.....	22
Figura 2.9.	Disposición de los grados de libertad, Estructura de 2 pisos.	28
Figura 2.10.	Esquema de Torsión accidental.....	31
Figura 2.11.	Deriva de piso.....	34
Figura 2.12.	Niveles de daño, propuestos por Ghobarah et al.(1997)...	36
Figura 2.13.	Comparación entre C_0 y β_1	39
Figura 2.14.	Comparación entre C_1 (FEMA 356) y β_3	39

Figura 2.15. Comparación entre C_2 (FEMA 356) y β_5	40
Figura 2.16. Efecto P-Delta.	41
Figura 2.17. Diagrama Fuerza axial, – Estructura Teórica (Datos originales).....	44
Figura 2.18. Diagrama Fuerza Cortante - Estructura Teórica (Datos Originales).....	44
Figura 2.19. Diagrama Momento - Estructura Teórica (Datos Originales).....	45

CAPITULO III

Figura 3.1. Modelo Park et al (Hormigón) y Trilineal (Acero).....	49
Figura 3.2. Puntos notables en Diagrama Momento Curvatura.....	50
Figura 3.3. Armado de las vigas, Pórtico 2.....	52
Figura 3.4. Detalle de viga, vano CD, piso 1y2, Pórtico 2.....	53
Figura 3.5. Diagrama Momento Curvatura, Piso2, mitad de los vanos AB,BC,CD, del Pórtico 2.....	54
Figura 3.6. Representación daño en las vigas – Pórtico 3 y Pórtico 2..	56
Figura 3.7. Detalle del armado de las columnas.....	57
Figura 3.8. Diagrama Momento Curvatura, Columna “C2”, piso 3.....	57
Figura 3.9. Representación daño en las Columnas – Pórtico 3 y Pórtico 2.....	58

CAPITULO IV

Figura 4.1. Ubicación del Edificio de la “Residencia” – ESPE.....	59
Figura 4.2. Vista Frontal, Edificio “Residencia” – ESPE.....	60
Figura 4.3. Juntas de Construcción, Edificio “Residencia” – ESPE....	60
Figura 4.4. Vista en Planta, Bloque A, Edificio Residencia.....	61
Figura 4.5.a. Pórticos en sentido X, bloque “A”.....	62
Figura 4.5.b. Pórticos en sentido Y, bloque “A”.....	62
Figura 4.6. Curva usada para el uso del esclerómetro.....	63
Figura 4.7.a. Distribución de los pórticos analizados en sentido “X”.....	67
Figura 4.7.b. Distribución de los pórticos analizados en sentido “Y”.....	67
Figura 4.8. Distribución de los muros en planta, alternativa 1.....	72
Figura 4.9. Distribución de los muros en planta, alternativa 2.....	73
Figura 4.10. Distribución de los muros en planta, alternativa 3.....	74
Figura 4.11. Uso de ETABS, Edificio Residencia.....	76

Figura 4.12. Elemento “Pier” y convención de signos.....	77
Figura 4.13. Distribución en planta de los muros de diseño.....	77
Figura 4.14. Cabezales y pantalla en muro de corte.....	78
Figura 4.15. Curva de Capacidad y Demanda, Muro “M1”, Piso1.....	80
Figura 4.16. Plintos aislados.....	82
Figura 4.17. Viga de Cimentación.....	82
Figura 4.18. Recubrimiento Mínimo en Plintos, Romo M. (2002).....	83
Figura 4.19. Sección Crítica al cortante en plintos.....	84
Figura 4.20. Sección Crítica al punzonamiento en plintos.....	84
Figura 4.21. Sección Crítica a la flexión en cimentaciones de Hormigón Armado.....	84
Figura 4.22. Presiones de Contacto.....	85
Figura 4.23. Zapata de Hormigón Armado.....	86
Figura 4.24. Esquema de modelación: las excentricidades estuvieron siempre en el tercio medio de la cimentación.....	87
Figura 4.25. Diagrama de Esfuerzo 1	87
Figura 4.26. Diagrama de Esfuerzo 2	88
Figura 4.27. Diagrama de Esfuerzo 3	88
Figura 4.28 Zapata rígida sujeta a una carga P.....	89
Figura 4.29 Excentricidad menor a $b/6$	90
Figura 4.30 Excentricidad mayor a $b/6$	91

CAPITULO V

Figura 5.1. Ubicación del Edificio “FIRMESA”	92
Figura 5.2. Vista del Bloque Estructural en estudio.....	93
Figura 5.3. Junta de construcción y Bloque en estudio.....	93
Figura 5.4. Bloque adjunto (2 pisos).....	94
Figura 5.5. Vista en Planta General y Vista en Planta (Piso1).....	94
Figura 5.6. Pórtico 1 y Pórtico 2, Sentido “X”	95
Figura 5.7. Pórtico A y Pórtico B, Sentido “Y”	96
Figura 5.8. Ubicación y distribución de los grados de libertad.....	100
Figura 5.9. Distribución de los muros en planta, Alternativa 1.....	104
Figura 5.10. Distribución de los muros en planta, Alternativa 2.....	105
Figura 5.11. Distribución de los muros en planta, Alternativa 3.....	106
Figura 5.12. Uso de “ETABS” y Diagrama de corte ,Pórtico 2.....	107

Figura 5.13. Distribución y numeración de los muros de diseño, Alternativa 3.....	108
Figura 5.14. Capacidad VS Demanda, muro “M1 – M3”, piso1.....	109
Figura 5.15. Capacidad VS Demanda, Columna “B2”, piso3.....	110
Figura 5.16. Capacidad VS Demanda, Columna “B2”, piso3.....	113
Figura 5.17. Modelo teórico.....	113
Figura 5.18. Archivo de datos programa CIMEVIGA.....	114
Figura 5.19. Archivo de salida programa CIMEVIGA.....	114
Figura 5.20. Modelo Práctico.....	115
Figura 5.21. Ilustración de vigas y plintos.....	116
Figura 5.22. Esquema de armadura inferior.....	116
Figura 5.23. Distribución de los muros en planta, alternativa 4.....	117
Figura 5.24. Distribución y numeración de los muros de diseño, Alternativa 4.....	118
Figura 5.25. Uso de “ETABS”, Alternativa 4.....	119

LISTADO DE ANEXOS

	Pag.
CAPITULO I	
ANEXO 1. Datos con los que se halló la relación entre Aceleraciones máximas e Intensidades.....	130
CAPITULO II	
ANEXO 2. Análisis de cargas verticales, Estructura Teórica.....	132
ANEXO 3. Método del Coeficiente de Desplazamiento. FEMA 356 – FEMA 440.....	135
ANEXO 4. Evaluación rápida de la deriva máxima de piso. Aguiar (2006).....	138
CAPITULO III	
ANEXO 5. Diagramas Momento Curvatura de vigas y Columnas, Estructura Teórica (datos originales).....	140
ANEXO 6. Ductilidad e Índice de daño en vigas, Pórtico 2, Estructura teórica (datos originales).....	143
ANEXO 7. Ductilidad e Índice de daño en columnas, Estructura teórica (datos originales).....	144
CAPITULO IV	
ANEXO 8. Visita realizada, Residencia – ESPE.....	145
ANEXO 9. Análisis de cargas verticales, Residencia – ESPE.....	147
ANEXO 10. Diseño del Muro “M1”, piso1. Edif. Residencia – ESPE.	150
ANEXO 11. Curvas de Capacidad y Demanda para los muros de diseño, Edificio Residencia - ESPE.....	154
ANEXO 12. Diseño de la cimentación del Muro “M1”, Edificio Residencia - ESPE.....	158
CAPITULO V	
ANEXO 13. Visita realizada, Edificio FIRMESA..	165
ANEXO 14. Análisis de cargas verticales, Edificio FIRMESA.....	169
ANEXO 15. Curvas de Capacidad y Demanda, Alternativa 3 y 4, Edificio FIRMESA.....	172
ANEXO 16. Torsión en Edificio FIRMESA.....	176
ANEXO 17. Construcción de los Muros.....	179

CAPÍTULO I

APORTE A LA EVALUACIÓN DE LA PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR

1.1. INTENSIDADES

Con las intensidades se evalúan los efectos producidos en un lugar o sector debidos ante un evento sísmico.

Se las obtiene midiendo el daño producido en las estructuras de la zona en estudio, realizando encuestas a personas para conocer su percepción del sismo; además las intensidades dependen también de los siguientes factores:

- La distancia donde se originó el sismo,
- La energía liberada del terremoto,
- La forma de las ondas que llegan al lugar en estudio,
- Las características constitutivas de las estructuras, y
- Las características geológicas de la zona.

Para conocer la intensidad en una zona, se debe seleccionar previamente la escala que se va a usar. La intensidad generalmente se lo expresa en unidades de escala de Mercalli Modificada (MM), también se lo puede expresar en escalas como MSK-64 y EMS-92; estas escalas tienen 12 grados de medición (del I al XII).

Dichas escalas no tienen una base matemática, sino que dependen de la percepción del observador para determinar los efectos producidos por el sismo.

Tabla 1.1. Intensidades en la escala de Mercalli Modificada

I_{MM}	Descripción
<i>I Muy débil</i>	Casi nadie lo siente.
<i>II Débil</i>	Pocas personas lo sienten.
<i>III Leve</i>	Temblor notado, sin darse cuenta que es un terremoto.
<i>IV Moderado</i>	Sentido en el interior y exterior de los edificios.
<i>V Poco fuerte</i>	Notado por casi todos. Se observa árboles y postes oscilando
<i>VI Fuerte</i>	Ventanas y objetos de vidrio se quiebran, objetos se caen. Grietas en estructuras con mampostería débil.
<i>VII Muy fuerte</i>	Daños moderados en estructuras bien construidas y daños considerables en estructuras mal construidas. Mampostería dañada.
<i>VIII Destructivo</i>	Daños considerables en estructuras bien construidas y daños severos en estructuras mal construidas. Mampostería destruida.
<i>IX Ruinoso</i>	Paredes fuera de plomo, Gran daño en edificios, colapsos parciales. Daño en estructuras sismo resistentes. Pánico generalizado.
<i>X Desastroso</i>	Destrucción en edificios bien construidos y en estructuras de madera bien diseñadas.
<i>XI Muy desastroso</i>	Puentes destruidos, Grietas en el suelo, Destrucción de casi todas las estructuras.
<i>XII Catastrófico</i>	Pocos sobrevivientes, Los niveles del piso quedan distorsionadas, Las ondas sísmicas son observadas en el suelo.

En vista que la intensidad varía desde un sector a otro, la intensidad en cualquier punto entre estos sectores sale del promedio de los mismos, por tal razón se trabaja con números enteros.

En los mapas de isosistas, existen líneas las cuales pasan por puntos (del mismo grado de intensidad), con lo que se llega a formar áreas con igual intensidad; estas áreas se las conoce como isosistas.

Por ejemplo en la figura a continuación, se presenta el mapa de Intensidades en la escala de Mercalli Modificada (MM), correspondiente al terremoto de Pisco-Perú del 15 de agosto de 2007.

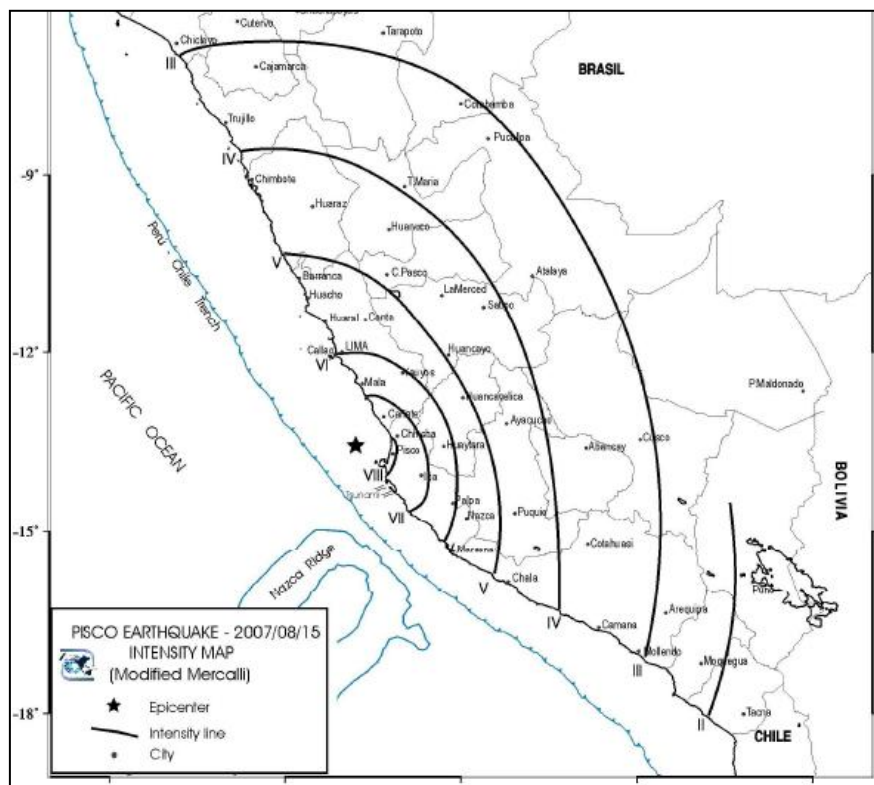


Figura 1.1. Mapa de Intensidades (MM) para el terremoto de Pisco-Perú del 15/08/2007 (Tavera et al,2008).

Se observa en la figura 1.1, que las intensidades dependen del lugar en estudio, mientras más lejos se encuentre del epicentro, menor va a hacer el grado de intensidad (casi siempre sucede); también se debe mencionar que el tipo de suelo juega un papel importante en este tema, por ejemplo, en suelos blandos las intensidades pueden ser de dos a tres veces más altas que las intensidades observadas en roca.

1.2. ACELERACIONES MÁXIMAS

El estudio del movimiento del suelo en función del tiempo, como lo son el desplazamiento, la velocidad y aceleración, nos ayudan a determinar las características del evento sísmico.

Las prevenciones establecidas en las normas para prevenir riesgos por los sismos, se caracterizan por la aceleración máxima del sismo, a esta se la determina con la ayuda de un estudio de peligrosidad sísmica. Este estudio trata la probabilidad de ocurrencia dentro de un periodo determinado, y es importante ya que se debe conocer la aceleración máxima del suelo que se espera en la zona para poder realizar un diseño sísmico de una estructura.

Para poder registrar las aceleraciones debido a un sismo, cada país tiene una red de acelerómetros, y estos están ubicados en diferentes posiciones del país.

Generalmente estos acelerómetros tienen un sensor de tres componentes los cuales obtienen los registros de los dos sentidos horizontales y en el sentido vertical; posteriormente a estos registros se los lleva a una estación de trabajo para realizar el cambio de formato y la corrección instrumental.

En la siguiente figura se muestra, las aceleraciones registradas del sismo de Quetame en Colombia 2008 (Estación Quetame).

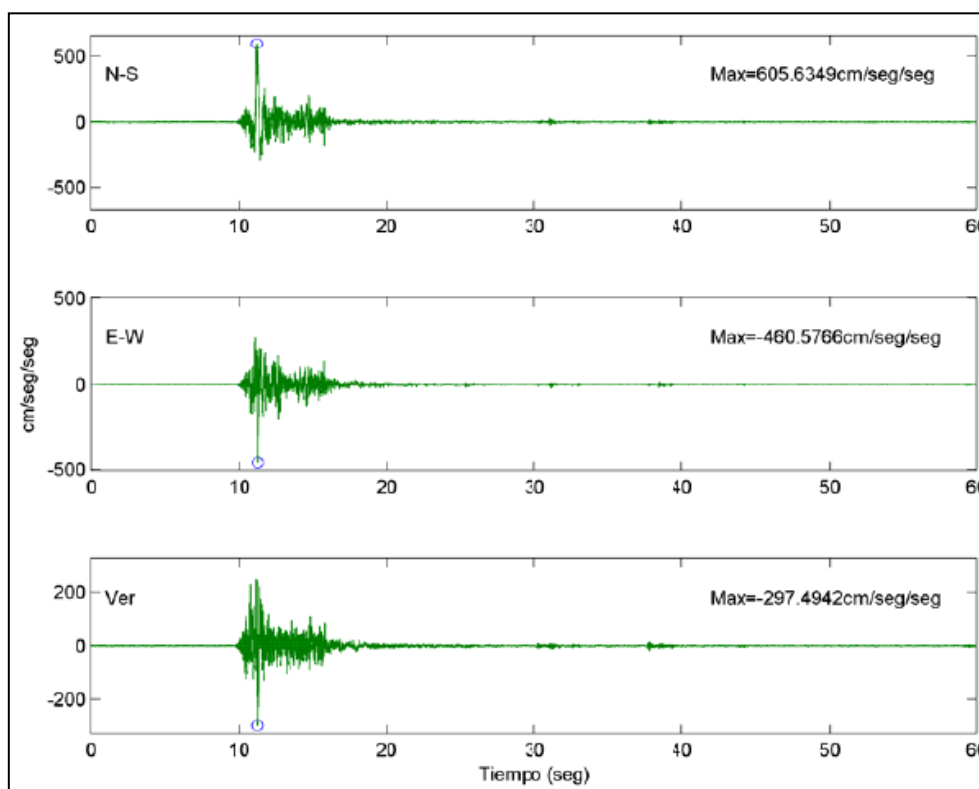


Figura 1.2. Registros de Estación de Quetame (CQUET), Sismo de Quetame (Cundinamarca) 24/May/08, p.29, Epic. 4.39N-73.81E. INGEOMINAS (2008).

Como se observa en la figura 1.2, en general los acelerómetros tienen registros en el sentido Norte-Sur, Este-Oeste y sentido Vertical, además se observa que se registran las aceleraciones máximas en la esquina derecha superior en cada sentido (Figura 1.2), y de aquí se elaboran tablas donde están las aceleraciones máximas registradas por cada estación. A continuación se presenta los registros obtenidos por las estaciones para el sismo de Quetame en Colombia 2008:

Tabla 1.2. Aceleraciones máximas registradas en estaciones de la Red Nacional de Acelerógrafos-Sismo de Quetame-Colombia 2008. INGEOMINAS (2008).

Departamento	Estación	Código de Estación	Aceleraciones máximas		
			E-W (gals)	N-S (gals)	Vertical (gals)
Meta	Meta	CVIL1	59,43	71,76	42,58
Cundinamarca	Quetame	CQUET	460,57	605,63	297,49
Cundinamarca	Gaviotas-Bogotá	CGAVI	72,60	48,23	15,39
Cundinamarca	Ingeominas-Bogotá	CBOG1	33,70	37,68	14,19
Cundinamarca	Ingeominas-Bogotá	CBOG1	9,00	6,48	5,51
Cundinamarca	Reactor nuclear-Bogotá	CREAC	36,53	23,88	12,38
Cundinamarca	Arbeláez	CARBE	4,97	6,40	4,17
Cundinamarca	El Rosal	CROSA	3,48	4,62	2,19
Cundinamarca	Anapoima	CANAP	5,04	4,31	3,50
Cundinamarca	Guaduas	CGUAD	8,82	11,83	6,57
Cundinamarca	Laguna de Fúquene	CFQNE	8,52	7,10	2,12
Boyacá	Tunja	CTUN3	2,85	3,50	1,42
Casanare	Yopal	CYOPA	4,92	4,15	2,11
Caldas	Mazinales	CMAN1	3,13	3,44	2,08
Cúcuta (Sto. Domingo)	Norte de Santander	CCUC3	0,74	0,56	0,32

Cabe mencionar que con los registros de los acelerómetros se puede obtener los espectros de respuesta; y se lo puede realizar con el Método de Aceleración Lineal en Sistemas de 1gdl, Aguiar (2007).

El espectro de respuesta es un gráfico que nos da una respuesta máxima, ya sea de desplazamiento, velocidad o aceleración; la que nos da como resultado una acción dinámica en una estructura u oscilador de un grado de libertad. Estos gráficos tienen en la abscisa el periodo y en la ordenada la respuesta máxima calculada; además cada uno de estos gráficos se calculan para un valor de amortiguamiento.

1.3. RELACIÓN ENTRE ACELERACIÓN MÁXIMA E INTENSIDAD

La relación entre aceleración máxima e intensidad, se la aplica en la determinación de las leyes de atenuación, por lo que se busca encontrar la Aceleración en función de la Intensidad, y se los relaciona con la siguiente ecuación:

$$\log(A_{max}) = a * I_{MM} + b \quad (1.1)$$

Donde:

A_{max} = Aceleración máxima del suelo,

I_{MM} = Intensidad en la escala de Mercalli Modificada, y

a , b = Valores obtenidos a partir del análisis realizado con los datos obtenidos.

1.3.1. Procedimiento realizado

Para la obtención de la ecuación (1.1), a continuación se describe el proceso realizado:

- Determinación y búsqueda de los datos con los que se va a realizar el análisis (Registros de los acelerógrafos y las curvas isosistas de cada sismo). A continuación se presenta la tabla 1.3., donde se encuentran los sismos con los que se realizó el análisis.

Tabla 1.3. Sismos de Sur América registrados.

Sismo	Fecha	Hora	Latitud	Longitud	Magnitud		Profundidad	Intensidad
<i>Colombia</i>	25/01/1999	13:19	4,41 N	75,72 W	$M_L=$	6,2	< 15 km	VIII
<i>Colombia</i>	15/11/2004	9:06	4,81 N	77,79 W	$M_w=$	7,2	< 33 km	VII *
<i>Chile</i>	13/06/2005	22:44	19,89 N	69,12 W	$M_w=$	7,9	117 km	VII
<i>Perú</i>	25/09/2005	20:56	5,68 N	76,4 W	$M_w=$	7,5	115 km	VI
<i>Perú</i>	15/08/2007	18:40	13,49 S	76,85 W	$M_w=$	7,9	26,0 km	VII-VIII
<i>Chile</i>	14/11/2007	12:40	22,18 S	69,84 W	$M_w=$	7,7	60,0 km	VIII
<i>Colombia</i>	24/05/2008	19:20	4,44 N	73,67 W	$M_w=$	5,9	4,0 km	IV *
<i>Chile</i>	27/02/2010	3:34	35,85 N	72,72 W	$M_w=$	8,8	47,4 km	IX

* Escala EMS-98

- Para cada sismo se obtienen los registros de los acelerógrafos y con la ayuda de las curvas isosistas se obtienen las intensidades. Se presenta a continuación la tabla 1.4, donde están los registros obtenidos para el sismo de Chile-2005:

Tabla 1.4. Registros de Aceleraciones y de Intensidades, Sismo de Chile 2005.
Boroschek R., et al. (2006)

Ubicación	Estación	Aceleraciones máximas			Intensidad (MM)
		N-S (g)	E-W (g)	V (g)	
Arica	2-Etna	0,171	0,208	0,130	V
	3-SMA-1	0,187	0,165	0,157	V
	4-SMA-1	0,161	0,161	0,077	V
Poconchile	1- Etna	0,326	0,389	0,222	V
	2-SMA-1	0,311	0,271	0,206	V
Putre	SMA-1	0,089	0,102	0,068	V
Cuya	SMA-1	0,427	0,447	0,254	VI
Pisagua	2-SMA-1	0,303	0,435	0,286	V
Iquique	1-Etna	0,264	0,252	0,255	VI - VII
	2-SMA-1	0,216	0,195	0,114	VI - VII
	3-SMA-1	0,242	0,276	0,157	VI - VII
Pica	Etna	0,723	0,567	0,792	VI - VII
El Loa	SMA-1	0,115	0,098	0,052	V
Tocopilla	1-Etna	0,067	0,051	0,038	VI
Mellijones	Etna	0,020	0,021	0,016	V
Calama	Etna	0,068	0,075	0,040	V - VI
Tacna	TAC-1	0,092	0,095	0,077	V
	TAC-2	0,118	0,123	0,076	V
Moquegua	MOQ-1	0,067	0,059	0,036	IV
	MOQ-2	0,054	0,082	0,040	IV
	MOQ-3	0,063	0,050	0,029	IV
Arequipa	AQP-1	0,066	0,082	0,046	III
	AQP-2	0,130	0,141	0,048	III

- De todos los registros, se seleccionaron las aceleraciones máximas en sentido “Norte-Sur”, con sus respectivos valores de intensidades, y se elaboró una tabla resumen de los datos considerados, ver “**Anexo 1**”.
- Con los datos obtenidos, se calcula la línea de tendencia como se muestra a continuación:

Para poder calcular la ecuación de la línea de tendencia se usó la siguiente fórmula:

$$\begin{pmatrix} n & \sum I_{MM} \\ \sum I_{MM} & \sum I_{MM}^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} b \\ a \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sum \log(A_{max}) \\ \sum (\log(A_{max}) * I_{MM}) \end{pmatrix} \quad (1.2)$$

Donde:

n = número de registros

$\sum I_{MM}$ = Sumatoria de las Intensidades registradas en la escala de Mercalli Modificada.

$\sum \log(A_{max})$ = Sumatoria del logaritmo de la Aceleración máxima registrada.

a , b = Valores a ser obtenidos.

Realizando la solución de la ecuación lineal (1.2), se obtuvo:

$$n = 99$$

$$\sum I_{MM} = 560,5 [I_{MM}]$$

$$\sum \log(A_{max}) = 167,91 [\text{gals}]$$

$$\mathbf{a = 0,2355}$$

$$\mathbf{b = 0,3629}$$

Reemplazando “a” y “b” en la ecuación 1.1. se obtiene:

$$\log(A_{max}) = 0,3629 + 0,2355 * I_{MM} \quad (1.3)$$

También se cálculo la desviación estándar, usando la ecuación:

$$Ds = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n_j} (\log(A_{max}) - \log(A_{max,calc}))^2}{n_j - 1}} \quad (1.4)$$

Donde:

Ds = Desviación estándar,

n_j = número de aceleraciones registradas para una misma
Intensidad,

Log(A_{max}) = Logaritmo de la aceleración registrada,

Log(A_{max,calc}) = Logaritmo de la aceleración calculada; se obtiene
reemplazando la intensidad en la ecuación (1.3).

Usando la ecuación (1.4), la desviación estándar para la ecuación
obtenida es de 0,53; como se lo muestra en la tabla 1.5, a continuación:

Tabla 1.5. Cálculo de la desviación estándar.

$I_{(MM)} \rightarrow$	IX	VIII	VII	VI-VII	VI	V-VI	V	IV	III	II
$(\text{Log}(A_{\text{max}}) - \text{Log}(A_{\text{max,calc}}))^2$	2,66	2,58	0,08	0,27	0,72	0,03	0,47	0,26	0,55	0,05
		2,21	0,53	0,19	0,00	0,01	0,52	0,18	1,08	
		2,36	0,58	0,23	0,00	0,11	0,43	0,24	0,28	
		2,74	0,09	0,92	0,54		0,93	0,30	0,28	
		2,46	0,05		0,01		0,89	2,18	0,61	
		2,41	0,38		0,00		0,16	0,14	0,74	
		2,65	0,18		0,00		0,87	0,07	0,25	
		1,98	0,00		0,00		0,26	0,24	0,15	
		1,87	0,17		0,02		0,06	0,01	0,39	
		2,00	0,12		0,05		0,17	0,25	0,36	
		1,80	0,03		0,00		0,27	0,41	0,12	
		1,99	0,04		0,00			0,45	0,05	
		1,45	0,00		0,00			0,05		
		1,41	0,37		0,00			0,21		
		1,76	0,26		0,01			0,16		
		2,26	0,42		0,25			0,22		
					0,45			0,05		
					0,03					
$n_j =$	1	16	16	4	18	3	11	17	12	1
$D_{si} =$		0,43	0,47	0,73	0,35	0,27	0,71	0,58	0,66	
$D_s =$	0,53									

- A continuación se presenta el gráfico de los datos registrados, incluido la gráfica de la recta obtenida:

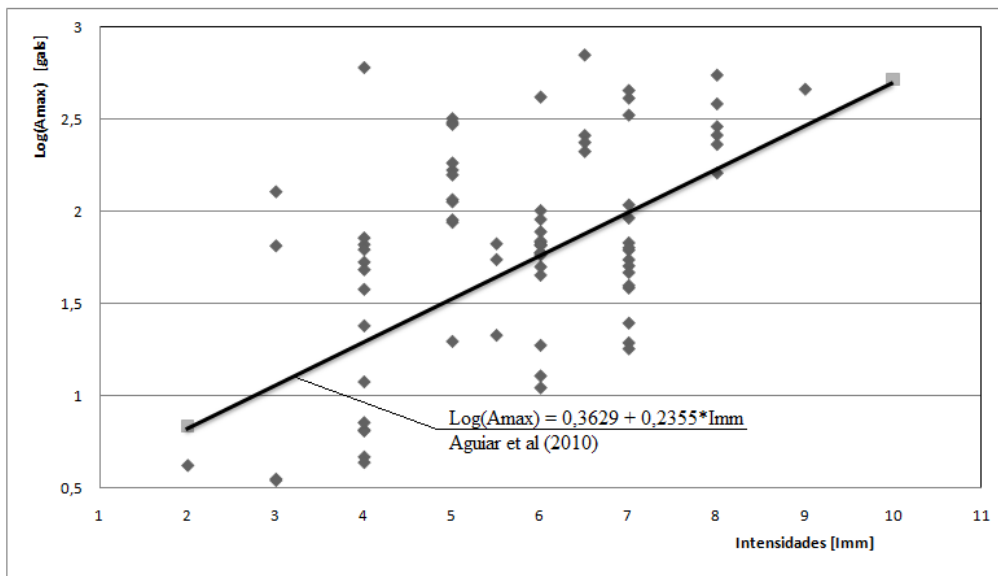


Figura 1.3. Relación encontrada entre Aceleración Máxima e Intensidad.

1.3.2. Leyes de atenuación

Las Leyes de Atenuación son aplicables en trabajos de riesgo sísmico, para poder estimar las acciones del sismo en el lugar determinado, en función de una base de registros sísmicos. La Ley de Atenuación relaciona la Distancia Hipocentral, la Magnitud del Sismo con la Intensidad en escala de Mercalli Modificada.

Cabe mencionar, se han realizado otros estudios en relación al tema tratado, y a continuación se los presenta en la tabla 1.6, donde “a” es el coeficiente que se multiplica por la intensidad, y “b” es un valor constante, como se lo muestra en la ecuación 1.1.

Tabla 1.6. Relación entre intensidad y aceleración, desarrollados en otros trabajos (intensidades en escala de Mercalli Modificada).

Autor	a	b
Trifunac y Brady (1975)	0,30	-0,01
Bolt	0,31	0,34
Murphy, O' Brien (1977)	0,25	0,25
Lomnitz (1974)	0,33	-0,50
Saragoni <i>et al.</i> 1982	0,35	-0,22

Con los valores de “a” y “b” obtenidos en el presente documento, y partiendo de Leyes de Atenuación de Intensidades para sismos asociados a fallamiento cortical (1.5) y para sismos de subducción (1.6), García (2010):

$$I_{(MM)} = 3,756 + 1,586 * Mw - 1,861 * Ln(D + 10) \quad (1.5)$$

$$I_{(MM)} = -1,484 + 1,402 * Mw - 0,545 * Ln(D + 10) \quad (1.6)$$

Donde:

$I_{(MM)}$ = Intensidad en la escala de Mercalli Modificada,

M_w = Momento sísmico,

D = Distancia hipocentral.

Se reemplazaron las ecuaciones (1.5) y (1.6) en (1.3); y se obtuvieron las siguientes Leyes de Atenuación:

Fallamiento Cortical:

$$\log(A_H) = 1,247 + 0,373 * M_w - 0,438 * \ln(D + 10) \quad (1.7)$$

Subducción:

$$\log(A_H) = 0,013 + 0,330 * M_w - 0,128 * \ln(D + 10) \quad (1.8)$$

Las ecuaciones (1.7) y (1.8), se compararon con una anterior Ley de Atenuación, Aguiar y Castro (2009), la cual no considera si el sismo es de fallamiento cortical o de subducción.

$$\ln(A_H) = 2,20 + 0,81 * M_w - 0,714 * \ln(D + 10) \quad (1.9)$$

En la figura 1.4, se observa el gráfico de las ecuaciones (1.7), (1.8) y (1.9), donde se aprecian la similitud que hay entre la ecuación (1.9) y (1.7), y por otro lado la ecuación (1.8) da valores bajos en comparación a las otras.

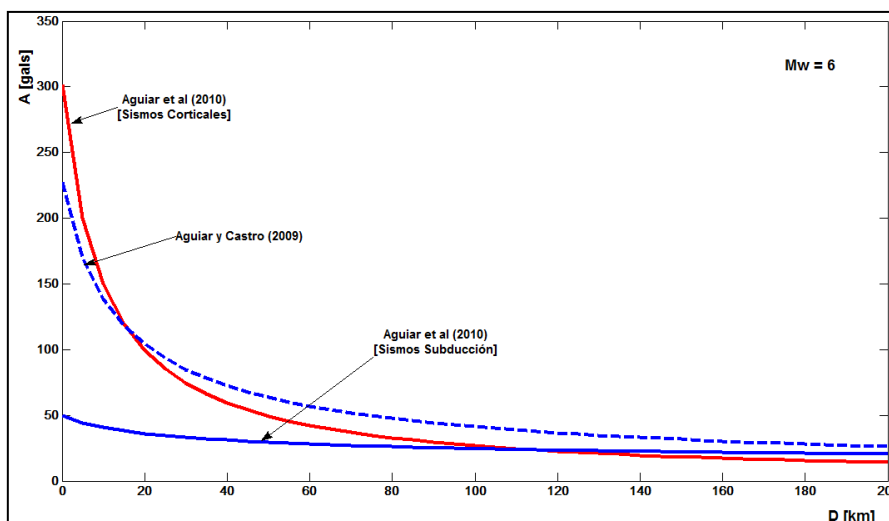


Figura 1.4. Leyes de atenuación para el Ecuador. ($M_w=6$).

En el país es difícil realizar estudios de peligrosidad sísmica, ya que se necesita de leyes de atenuación en función de registros de los acelerogramas, y en el país no existen registros con aceleraciones mayores a 0,2g (g es la gravedad), por tal motivo se trabajó con los registros que tienen los países vecinos (sismos de alta intensidad), obteniendo la figura 1.4.

Como se señaló anteriormente, existen trabajos ya realizados acerca las leyes de atenuación, se puede mencionar a las leyes de atenuación para Chile de Ruiz y Saragoni (2005), encontradas para sismos asociados a fallamiento cortical (1.10) y de subducción (1.11-1.12) para perfiles de suelo S1 y S2, las cuales se muestran a continuación:

$$\ln(A_H) = 8,25 + 1,2 * M_w - 2,16 * \ln(D + 80) \quad (1.10)$$

$$\ln(A_H) = 1,38 + 1,3 * M_w - 1,43 * \ln(D + 30) \quad [S1] \quad (1.11)$$

$$\ln(A_H) = 0,69 + 1,28 * M_w - 1,09 * \ln(D + 30) \quad [S2] \quad (1.12)$$

En la figura 1.5, se presenta la comparación entre las leyes de atenuación para Ecuador y las leyes de atenuación para Chile; en el lado izquierdo de la figura se encuentran graficadas las leyes de atenuación para sismos de fallamiento cortical y los de subducción se encuentran en el lado derecho de la misma.

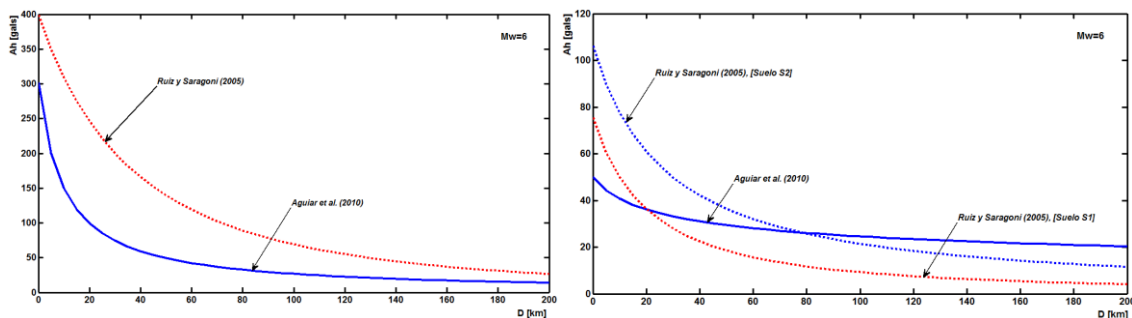


Figura 1.5. Comparación de leyes de atenuación de Ecuador y Chile. ($M_w=6$).

CAPÍTULO II

ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURA TEÓRICA Y MARCO TEÓRICO

En este capítulo se realizará una evaluación de la estructura teórica para determinar las características estructurales de cada uno de sus elementos; A continuación se determinará la demanda de cada uno de ellos para luego en el capítulo 3 obtener su capacidad.

También se describe el análisis sísmico realizado en las estructuras consideradas, detallando los parámetros indispensables para su correcto desenvolvimiento como también los controles realizados.

2.1 EVALUACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES IN SITU

Para nuestro proyecto de grado se ha considerado el análisis de tres tipos de estructuras.

Estructura Teórica

En primer lugar se ha analizado una estructura teórica donde las dimensiones de los elementos estructurales irán variando de acuerdo a la necesidad de obtener un valor de la deriva de piso óptimo para resistir las fuerzas provocadas por eventos sísmicos.

Dos estructuras reales las cuales fueron evaluadas in situ para constatar las dimensiones presentadas por planos estructurales.

Estructura (Residencia ESPE)

En el caso de la evaluación de la residencia de la ESPE se procedió analizar la resistencia del hormigón a través de una serie de pruebas realizadas en los elementos estructurales por medio de la utilización del esclerómetro. Se realizó el levantamiento de elementos verticales y horizontales significativos dentro de nuestra estructura lo que permitió obtener resultados sorprendentes porque las dimensiones obtenidas por levantamiento no eran similares a las presentadas en los planos sin embargo hemos realizado el cálculo con las dimensiones obtenidas.

Estructura (Edificio FIRMESA)

Para la evaluación del *edificio de tres pisos* (Edificio FIRMESA) se realizó el levantamiento total de la estructura porque no se contaba con los planos actualizados y se pudo obtener las características estructurales de elementos verticales, horizontales. Para la obtención de la resistencia del hormigón se hizo uso del esclerómetro.

2.2. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

2.2.1. Estructura teórica

A continuación se presenta la vista en planta como parámetro indispensable para el análisis estructural de cada una de las posibilidades que se presenta en nuestra estructura

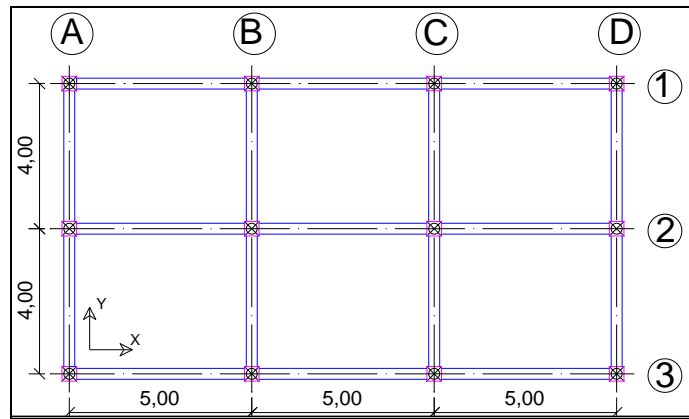


Figura 2.1. Vista en planta – Estructura Teórica

Posibilidad 1 (Datos Originales): Para nuestra posibilidad 1 se presenta dimensiones de elementos verticales y horizontales acorde a la construcción práctica de nuestro país. Los pórticos en sentido “X”: Pórtico 1, Pórtico 2 y Pórtico 3 son totalmente iguales.

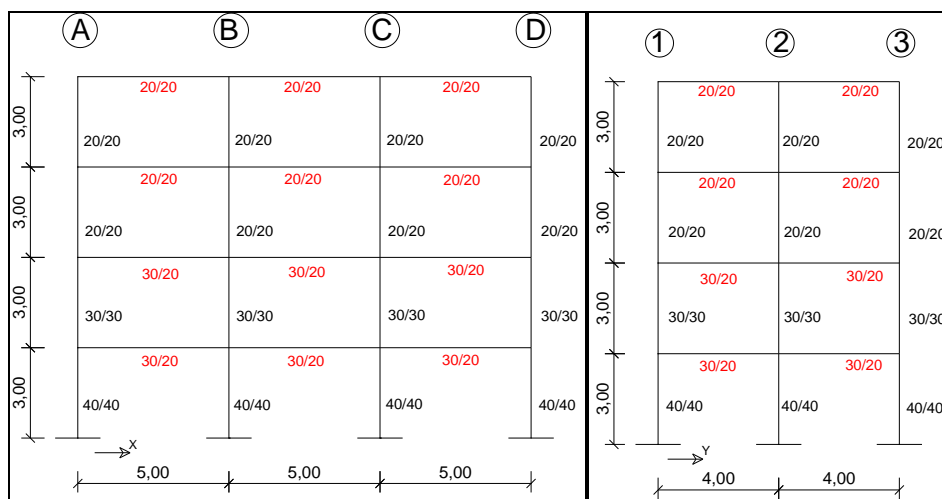


Figura 2.2. Pórticos sentido “X” y “Y” – Posibilidad 1, Estructura Teórica

Se ha variado las dimensiones de elementos verticales y horizontales (Columnas y vigas respectivamente), en cada piso para no sobrecargar la estructura.

Posibilidad 2.

Se ha tomado la decisión de variar las dimensiones originales a otras que permitan en nuestra posibilidad 2 obtener un valor de la deriva de piso de acuerdo a lo sugerido por CEC-2000.

Se ha probado con variar solo dimensiones de las columnas para rigidizar nuestra estructura y obtener una deriva de piso más óptima. Se muestra a continuación las dimensiones de todos los pórticos en sentido “X” y sentido “Y”.

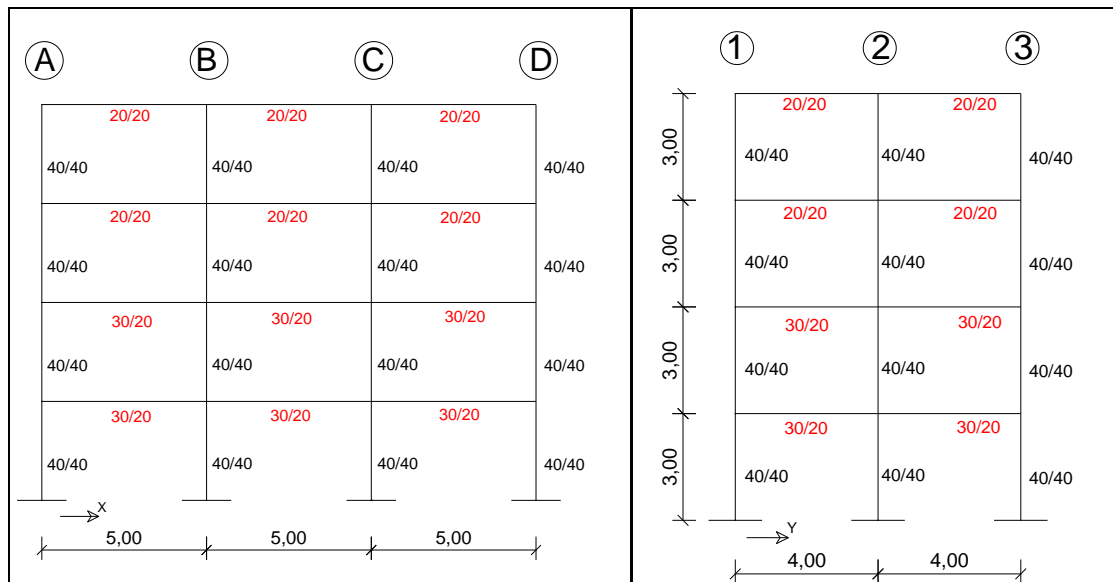


Figura 2.3. Pórticos en sentido “X” y “Y” – Posibilidad 2, Estructura Teórica.

Posibilidad 3.

Sin olvidar el sobrepeso que se genera en una estructura al aumentar las dimensiones de columnas y vigas hemos visto la necesidad de aumentar su sección para alcanzar cierto valor de deriva de piso que permita garantizar la reducción de daño ante un sismo.

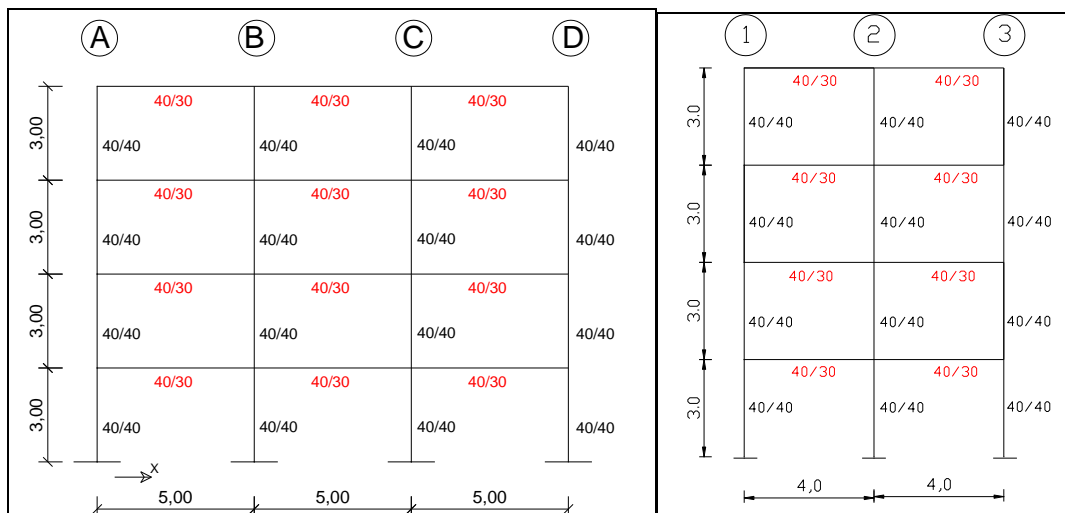


Figura 2.4. Pórticos en sentido “X” y “Y” – Posibilidad 3, Estructura Teórica.

Posibilidad 4.

Con el fin de disminuir nuestra deriva de piso y así satisfacer los requisitos de diseño de nuestro código ecuatoriano hemos incorporado para esta posibilidad nuevos elementos estructurales, (Incorporación de diagonales de acero). Por facilidad de construcción se colocaran diagonales en los pórticos 1, 3, A y D. A continuación se muestra las características de los elementos usados:

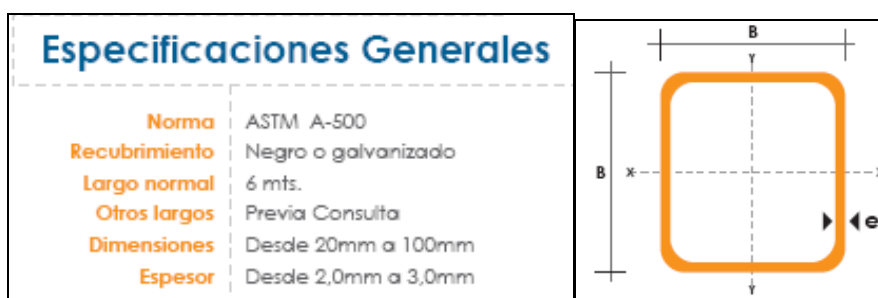


Figura 2.5. Diagonales de acero – Posibilidad 3, Estructura Teórica.

La información mostrada en la figura 2.6, se la obtuvo del catálogo de productos de “DIPAC”, y las dimensiones de la sección asumida son:

$$B = 100\text{mm}, e = 3.0\text{mm}, \text{Área} = 11.41\text{cm}^2$$

Para la posibilidad 4, se propone conservar las dimensiones de la posibilidad 3, y aumentar las diagonales propuestas.

A continuación se muestra la figura 2.7, en el lado izquierdo se muestra los pórticos 1y3, en el lado derecho se muestra los pórticos AyD; además también se indica la posición considerada de las diagonales.

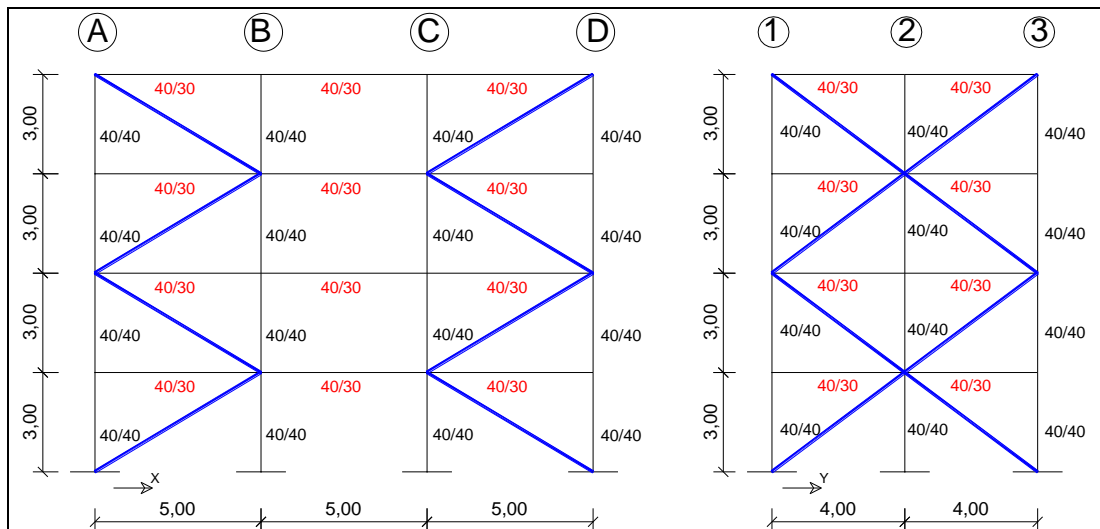


Figura 2.6. Pórticos “1y3” y Pórticos “AyD”– Posibilidad 4, Estructura Teórica.

2.2.2. Edificio (Residencia ESPE)

Después de realizado el levantamiento, las secciones de columnas y vigas en los dos primeros pisos están acorde a las planteadas por los planos estructurales, en cambio las secciones de columnas tercer y cuarto piso no son las propuestas por los planos.

Las dimensiones de los pórticos del Edificio “Residencia-ESPE”, son mostrados en el capítulo 4, razón por la cual no se las muestra en el presente capítulo.

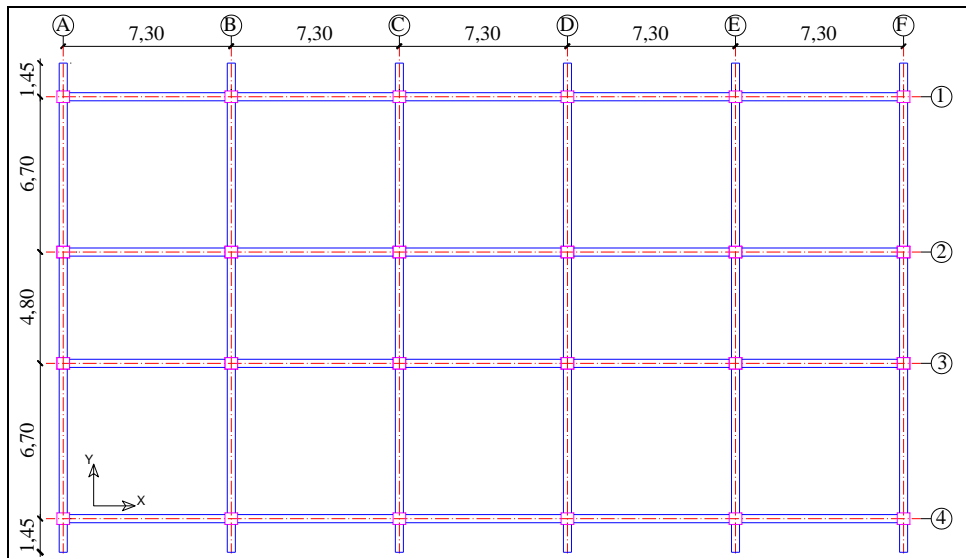


Figura 2.7. Vista en Planta, Edificio Residencia (ESPE).

2.2.3. Edificio (FIRMESA)

Cabe resaltar que las dimensiones de columnas y vigas en todos los pórticos son diferentes.

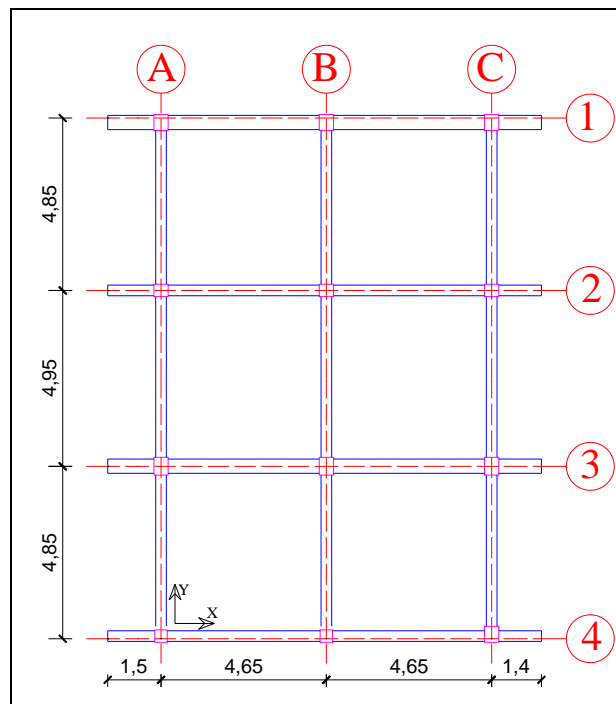


Figura 2.8. Vista en planta – Edificio FIRMESA.

Nuestra estructura original es de tres pisos pero se pretende reforzar la estructura para que en primer lugar soporte una eventualidad sísmica y en segundo lugar soporte la carga generada por un cuarto piso.

2.3 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS A SER UTILIZADOS EN EL ANÁLISIS SÍSMICO (factor de zona, factor de importancia, coeficiente de suelo) etc.

Factor de Importancia: Va depender directamente de las características de utilización de nuestra estructura. Se analizará de acuerdo a lo establecido en el código Ecuatoriano de la construcción.

Regularidad en Planta y Regularidad en elevación. Se debe diseñar en lo posible estructuras regulares en planta y en elevación para disminuir las fallas frecuentes que se producen durante un sismo.

Edificaciones que presentan columna corta, piso blando, edificio abierto y falta de estribos usualmente causan graves problemas ante la ocurrencia de un sismo.

Factor de Reducción de resistencia sísmica R: Su valor depende directamente de la ductilidad de la estructura para soportar las deformaciones inelásticas requeridas por el sismo de diseño, (CEC 2000). Además depende de otros parámetros como: tipo de estructura, tipo de suelo, periodo de vibración, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento.

Zona Sísmica: Su valor dependerá del mapa de zona sísmica de nuestro país. Se ha hecho varios estudios en nuestro código ecuatoriano para llegar a

determinar valores de aceleración sísmica que van desde 0.15g (g es la aceleración de la gravedad) hasta 0.4 g.

2.3.1. Estructura teórica

Tabla 2.1. Parámetros usados en el análisis sísmico. Estructura teórica.

Descripción	Valor
<i>Uso de la estructura</i>	Oficinas- Residencia
<i>Resistencia Suelo</i>	2Kg/cm ²
<i>Tipo de Suelo</i>	Características Entre roca y suelo blando (S2)
<i>Factor de importancia</i>	1
<i>Factor de Zona</i>	4 (0.4 g)
<i>Regularidad en planta</i>	1
<i>Regularidad en elevación</i>	1

Nota: Los parámetros para Análisis sísmico de la Residencia ESPE y Edificio FIRMESA serán detallados detenidamente en sus respectivos capítulos.

2.4 ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES

Las cargas verticales son de dos tipos:

Cargas permanentes: son las cargas que estarán siempre durante toda la vida de la estructura como el peso propio de las losas, peso de los elementos estructurales, el peso del contrapiso de las mezclas de asiento del piso de mosaico o cerámicos, etc.

Cargas útiles o sobrecargas: son las cargas de servicio que dependen del destino o finalidad del edificio, ya que son variables según se trata de edificios para vivienda o edificios públicos, como ser salones para bailes, gimnasios o depósitos.

Estas cargas útiles se suman a las cargas permanentes y dan la carga total, con la cual se hacen los cálculos.

2.4.1. Estructura teórica

En la tabla 2.2, se presentan las dimensiones de los elementos estructurales, de la Estructura teórica. En el **Anexo 2**, se presenta el análisis de cargas para la Estructura Teórica con los datos originales.

Tabla 2.2. Dimensiones elementos estructurales – Estructura teórica.

	Dimensiones		
	Columnas	Vigas	Losa
Primer Piso	(40x40) cm.	(30x20) cm	20 cm
Segundo Piso	(30x30) cm	(30x20) cm	20 cm
Tercer Piso	(20x20) cm	(20x20) cm	20 cm
Cuarto Piso	(20x20) cm	(20x20) cm	20 cm

En el **Anexo 2**, se presentó el análisis de cargas verticales solo para la primera posibilidad (datos originales), no se presenta el análisis de cargas de las demás posibilidades debido a que el proceso de cálculo es similar.

Nota: Los análisis de cargas verticales para la Residencia ESPE y Edificio FIRMESA serán detallados detenidamente en sus respectivos capítulos.

2.5. ANÁLISIS DE CARGAS SÍSMICAS

Sobre los edificios también actúan cargas horizontales debidas a la acción de los sismos. Las cargas horizontales requieren el diseño de estructuras especiales para absorber ese tipo de esfuerzo. El viento actúa sobre la superficie del edificio, mientras que el terremoto actúa sobre toda la masa del edificio.

Para obtener las fuerzas sísmicas en las estructuras analizadas se aplicó el procedimiento Análisis Sísmico Espacial con el método de superposición modal. Aguiar (2008). A continuación se hablará sobre el método anteriormente mencionado.

2.5.1. Análisis sísmico por el método de superposición modal

2.5.1.1. Método de superposición modal

Es el método más común y efectivo de los procedimientos para el análisis sísmico de sistemas estructurales lineales. Este método, luego de evaluar un conjunto de vectores ortogonales, reduce el gran conjunto de ecuaciones generales de movimiento a un pequeño número de ecuaciones diferenciales desacopladas de segundo orden. La solución numérica de estas ecuaciones implica una gran reducción del tiempo de análisis.

Con este método se obtiene la respuesta completa, con relación a la variación en el tiempo, de los desplazamientos y fuerzas en los elementos debidos a un movimiento determinado en la base.

La ecuación que gobierna el análisis dinámico es:

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = Q \quad (2.1)$$

Donde, M es la matriz de masas, C es la matriz de amortiguamiento, K es la matriz de rigidez, Q es el vector de cargas y \ddot{q}, \dot{q}, q son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento respectivamente (Aguiar 2008).

Para resolver la anterior ecuación se hace la separación de variables:

$$q = \Phi * X \quad (2.2)$$

Donde Φ es la matriz que contiene los modos de vibración de la estructura, X son los nuevos desplazamientos.

Al reemplazar la ecuación (2.1) en (2.2), tenemos:

$$M^* \ddot{X} + C^* \dot{X} + K^* X = Q^* \quad (2.3)$$

La ecuación (2.3) es un sistema desacoplado, es decir que la matriz de masa (M^*), matriz de amortiguamiento (C^*), matriz de rigidez (K^*) son matrices que solo tienen valores en la diagonal, los demás términos son ceros.

Con este método se puede determinar las fuerzas máximas modales, es decir las fuerzas en cada modo de vibración, como se lo indica a continuación:

$$P^{(i)} = \gamma_{pi} A_{di} M \Phi^{(i)} \quad (2.4)$$

Donde:

$P(i)$ = Fuerzas máximas modales del modo "i",

γ_{pi} = Factor que transmite la respuesta de un sistema de un grado de libertad a múltiples grados de libertad,

A_{di} = Aceleración obtenida del espectro de diseño del CEC-2000,

M = Matriz de masa,

$\Phi^{(i)}$ = Vector que contiene el modo de vibración “i”.

Una vez que se obtiene las fuerzas máximas modales (de cada modo de vibración), se procede a calcular los cortantes por cada modo, para luego aplicar los criterios de combinación modal y obtener las fuerzas laterales aplicadas a la edificación.

2.5.1.2. Análisis sísmico pseudo espacial con el método de superposición modal.

Se hace uso del espectro de diseño inelástico del CEC-2000, el cual se obtiene dividiendo el espectro de diseño elástico para el factor de reducción de fuerzas sísmicas “R” (incluyendo los factores por irregularidad en planta y elevación); y cabe mencionar que el espectro elástico fue obtenido para un periodo de retorno de 475 años con probabilidad de excedencia del 10%, Aguiar (2008).

Con ayuda de este modelo se puede realizar el análisis sísmico de un edificio, el cual considera tres grados de libertad por planta o piso; es decir si tenemos un edificio de 6 pisos consideramos 18 grados de libertad (en toda la estructura); Además se obtienen las fuerzas sísmicas y desplazamientos ubicados en los grados de libertad considerados, como se lo muestra en la figura a continuación.

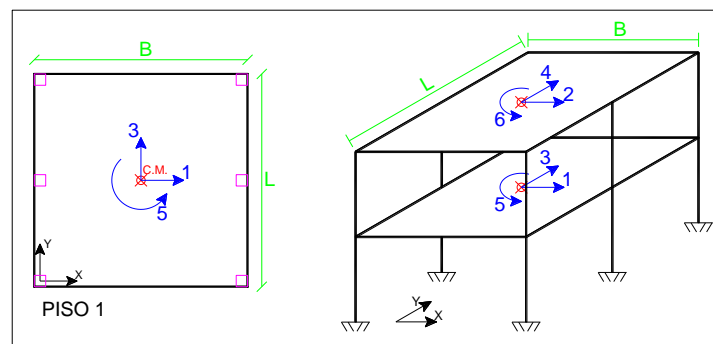


Figura 2.9. Disposición de los grados de libertad, Estructura de 2 pisos.

Para el uso de este modelo, es necesario modelar el edificio con pisos rígidos, es decir si la losa tiene un desplazamiento en una esquina, toda la losa tendrá ese mismo desplazamiento; y para esto el piso debe cumplir con las siguientes condiciones, Aguiar (2008):

- La superficie hueca del piso debe ser menor a la tercera parte de toda la superficie del piso.
- El peralte mínimo de la losa maciza debe ser de 10cm, si se tiene losa alivianada, se debe obtener el peralte equivalente y confirmar que sea mayor a 10cm.
- Se recomienda que la relación entre el largo y ancho del edificio sea menor que 1.5, para que no exista inconvenientes y no se alteren los resultados en el análisis realizado.

Para el análisis sísmico espacial, se hace uso de la matriz de rigidez en coordenadas de piso, como se lo muestra a continuación, Aguiar (2008):

$$K_E = \begin{bmatrix} K_{XX} & K_{XY} & K_{X\theta} \\ K_{XY} & K_{YY} & K_{Y\theta} \\ K_{X\theta} & K_{Y\theta} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix}$$

Donde:

- K_E = Matriz de rigidez en coordenadas de piso,
- K_{XX}, K_{YY} = Matriz de rigidez por traslación en sentido "X" y "Y",
- K_{XY} = Matriz traslacional de acoplamiento en las direcciones "X-Y",
- $K_{X\theta}, K_{Y\theta}$ = Matrices de rigidez lateral con torsión,
- $K_{\theta\theta}$ = Matriz de rigidez torsional.

Para un buen diseño de una estructura, se recomienda:

- $K_{XX} \approx K_{YY}$, indica que la rigidez de la estructura en un sentido sea igual o parecida a la del otro sentido.

- $K_{XY}=0$, esto se da cuando el ángulo que forman los ejes horizontales y verticales de la estructura es de 90 grados.
- $K_{X\theta}\approx 0$ y $K_{Y\theta}\approx 0$, $K_{X\theta}$ y $K_{Y\theta}$ deben tener tendencia a ser cero, ya que lo contrario indica que existe problemas de torsión en la estructura.
- $K_{\theta\theta}$ debe ser alto, ya que esto indica que la estructura tiene gran rigidez torsional.

Para el análisis sísmico usando el método anteriormente mencionado, se trabajó con el programa “MODALESPACIAL3GDLNEW” (Cap.6, Libro Análisis sísmico de Edificios, Aguiar 2008), y a continuación se menciona los aspectos más importantes del mismo:

- El programa es usado en el software “MATLAB”.
- Previamente al uso del mismo, se debe tener las rigideces de los pórticos a analizarse (programa “RLAXINFI”), como también el peso muerto, el porcentaje de carga viva, la altura de cada piso.
- Con este programa se obtienen las fuerzas estáticas equivalentes aplicadas en el centro de masas de cada piso y las reparte a cada pórtico.
- Una vez obtenidos los cortantes en cada modo de vibración, el programa utiliza el criterio de combinación modal de la “Norma Técnica de Perú 2003”, para luego obtener las fuerzas laterales en el centro de masas.
- El programa considera la **torsión accidental**, la misma que es utilizada para cubrir la incertidumbre que el centro de rigidez o el centro de masas se alteren, o la longitud de la onda sísmica varíe a lo largo del edificio, etc., estos y otros factores nos conducen a elevar las fuerzas sísmicas. A continuación se muestra el criterio usado para el cálculo de la torsión accidental.

$$MT_i = F_i * 0,05 * L * Ax \quad (2.5)$$

$$1 \leq Ax = \frac{D_{max}}{1,2 * D_{prom}} \leq 3 \quad (2.6)$$

Donde:

MT_i = Momento de torsión accidental para el piso “i”,

F_i = Fuerza lateral calculada y aplicada en el piso “i”,

L = Distancia de la losa perpendicular a la fuerza lateral aplicada,

Ax = Factor de amplificación,

D_{max} = Desplazamiento máximo en el piso considerado,

D_{prom} = Desplazamiento promedio obtenido entre los extremos de la losa.

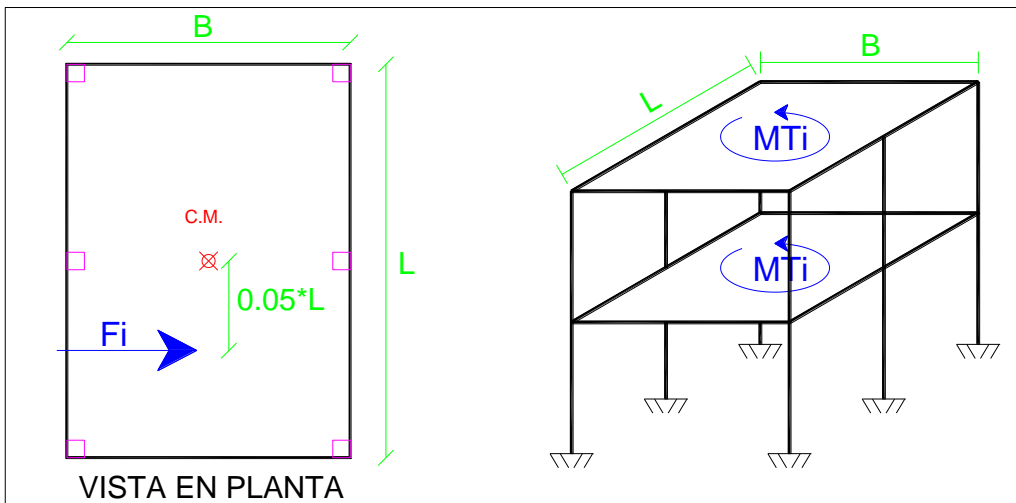


Figura 2.10. Esquema de Torsión accidental.

Como criterio práctico, se recomienda que la torsión accidental del piso “i” tenga un valor del (10 a 15)% de la fuerza lateral aplicada “ F_i ”, caso contrario, esto significa que existe incertidumbre con relación a lo aplicado anteriormente, se recomienda hacer un análisis de torsión de la estructura.

- El programa calcula los desplazamientos que se tienen en el centro de masas, y en base a estos desplazamientos se calcula la deriva de piso.
- En el caso del factor de reducción de fuerzas sísmicas, se utilizan valores del proyecto de investigación “Factor de reducción de fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado”, Aguiar (2007).

2.5.2. Controles realizados

Con la ayuda del programa, se puede realizar los tres controles que se muestran a continuación:

2.5.2.1. Cortante basal mínimo:

$$V_{min} = \frac{Z \cdot I \cdot C}{R \cdot \varphi_p \cdot \varphi_e} W \quad C = \frac{1,25 \cdot S^s}{T_1} \quad (2.7)$$

Donde:

V_{min} = Cortante basal mínimo

Z = Aceleración esperada en el suelo, depende de la zona donde se encuentre la estructura.

I = Tipo de uso e importancia de la estructura.

C = Coeficiente de interacción suelo estructura.

S = Factor de exposiciones sismo resistentes, depende del tipo de suelo.

T_1 = Periodo fundamental de vibración.

R = Factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

φ_p = Coeficiente de configuración estructural en planta.

φ_e = Coeficiente de configuración estructural en elevación.

W = Peso acumulado de toda la estructura.

Se hace una comparación entre el cortante basal mínimo y el cortante basal calculado; para el cortante basal calculado:

$$V_{calc} = \sum_{i=1}^{np} F_{CM} \quad (2.8)$$

Donde:

V_{calc} = Cortante basal calculado.

np = número de pisos.

F_{CM} = Fuerza sísmica aplicada en el centro de masas de cada piso (aquí ya se consideran las fuerzas debidas a la torsión accidental).

Una vez calculado " V_{min} " y " V_{calc} ", se calcula el factor " F_v " como se muestra a continuación:

$$F_v = \frac{V_{min}}{V_{calc}} \quad (2.9)$$

Entonces:

Si: $V_{min} > V_{calc}$,se multiplica cada " F_{CM} " por el factor " F_v ".

Si: $V_{min} < V_{calc}$,no se hace uso del factor " F_v ".

2.5.2.2. Deriva de piso

Con el método de superposición modal se obtienen los desplazamientos elásticos de la estructura, y para la deriva de piso se requieren los desplazamientos inelásticos (reales) causadas por el sismo de diseño, y se los obtiene como se muestra a continuación. (CEC-2000).

$$q_{inel} = R * \varphi_p * \varphi_e * q_{elas} \quad (2.10)$$

Donde:

q_{inel} = Desplazamientos inelásticos.

q_{elas} = Desplazamientos elásticos.

R, φ_p, φ_e = Factor de reducción de fuerzas sísmicas, Coeficiente de configuración estructural en planta y en elevación.

Una vez que se obtiene los desplazamientos inelásticos, se procede a calcular la deriva de piso (llamada también distorsión de piso o Drift).

La deriva de piso es un desplazamiento relativo dividido para la altura de entrepiso, como se lo muestra en la figura 2.12.

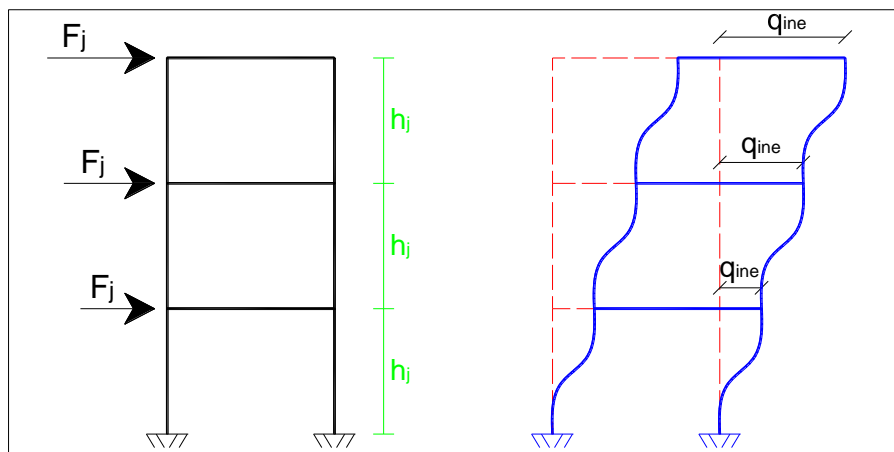


Figura 2.11. Deriva de piso.

$$Dp_j = \frac{q_{inel(j)} - q_{inel(j-1)}}{h_j} \quad (2.11)$$

Donde:

Dp_j = Deriva de piso, del piso en estudio.

$q_{inel(j)}$ = Desplazamientos inelásticos del piso en estudio.

$q_{inel(j-1)}$ = Desplazamientos inelásticos del piso inferior.

h_j = Altura que existe desde el piso en estudio hasta el piso inferior.

La deriva de piso es uno de los parámetros más usados para conocer el daño en una estructura, además la deriva máxima de piso se relaciona con el comportamiento esperado por la estructura.

Se hace uso del programa “MODALESPACIAL3GDLNEW”, además se debe considerar que la deriva máxima de piso sea menor o igual a 0,015. El CEC-2000, establece que la deriva máxima de piso sea menor o igual a **0,02**.

A continuación se muestran trabajos relacionados con la deriva de piso:

Tabla 2.3. Deriva máxima de piso, por el Comité VISION 2000

Deriva máxima ↓	Desempeño
<0,002	Operacional
<0,005	Ocupacional
<0,015	Seguridad de vida
<0,025	Prevención del colapso
> 0,025	Colapso

Tabla 2.4. Niveles de daño, propuestos por Ghobarah et al (1997)

Distorsión de Piso	Daño	Descripción del daño	Desempeño
$\gamma < 0.002$	Sin daño	Sin daño	Sin daño
$0.002 \leq \gamma < 0.005$	Leve	Grietas ligeramente visibles.	Agrietamiento
$0.005 \leq \gamma < 0.011$	Moderado	Grietas menores de 1 mm.	Fluencia del acero
$0.011 \leq \gamma < 0.023$	Extensivo	Grietas entre 1 y 2 mm.	Inicio de mecanismo
$\gamma \geq 0.023$	Completo	Grietas mayores a 2 mm.	Mecanismo global.

A continuación se realiza una breve descripción de los niveles de daño, descritos en la tabla anterior:

- **Sin daño.**- No se producen daños en los elementos estructurales, existen pequeñas grietas en los acabados de los elementos.
- **Daño leve.**- Se lo puede llamar también daños reparables; Iniciación de línea de grietas en vigas y columnas cercanas a los nudos y en las

paredes; Inicio de grietas entre el elemento y su recubrimiento en las esquinas abiertas; pérdida de recubrimiento en las paredes.

- **Daño moderado.-** Grietas debidas a la flexión y corte en vigas y columnas, algunos elementos alcanzan la fluencia del acero.
- **Daño extensivo.-** Algunos elementos llegan a su capacidad de ruptura, hay fallas en las columnas cortas, daños considerables en la sección interna de los elementos, grietas grandes en los bordes de las paredes.
- **Daño completo.-** Falla completa a corte en las vigas y columnas, la estructura se encuentra en colapsada.



Figura 2.12. Niveles de daño, propuestos por Ghobarah et al. (1997).

2.5.2.2.1. Evaluación rápida de la deriva máxima de piso

En los últimos años se han ido realizando investigaciones para poder determinar de una manera rápida la deriva máxima de piso, entre las cuales se pueden mencionar a **FEMA 356(2000)**, **Miranda (1997)**, y al proyecto de investigación científica “**Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para evaluar a vulnerabilidad sísmica de estructuras de hormigón armado**” (**Aguilar 2006**).

A continuación se muestran fórmulas empíricas orientadas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras.

FEMA 356, Método del Coeficiente de desplazamiento:

$$Dt = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * Sa * \left(\frac{Te^2}{4 * \pi^2} \right) \quad (2.12)$$

Donde:

- Dt = Desplazamiento al tope de la estructura.
- C₀ = Factor que relaciona el desplazamiento espectral y el desplazamiento en el tope del edificio.
- C₁ = Relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento para la respuesta elástica lineal.
- C₂ = Factor de modificación que considera la degradación de rigidez y de resistencia en el ciclo de histéresis.
- C₃ = Representa los corrimientos debidos al efecto P-delta.
- Sa = Aceleración espectral elástica, obtenida con el espectro elástico del CEC-2000.
- Te = Periodo fundamental efectivo.

Cabe mencionar que existe el FEMA 440, este método es básicamente al anterior, pero con algunos factores actualizados, como lo es “C₁”, “C₂” y “C₃”.

Del proyecto de investigación científica “*Evaluación rápida de la deriva máxima de piso para evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras de hormigón armado*” (Aguiar 2006), se tiene la ecuación 2.13 con la que se puede usar en estructuras de hormigón armado de 1 a 6 pisos.

$$\gamma = \frac{\beta_1 * \beta_2 * \beta_3 * \beta_4 * \beta_5 * Sd}{H} \quad (2.13)$$

Donde:

- γ = Deriva de piso.
- β_1 = Factor que relaciona un sistema de 1 gdl con un sistema de múltiples gdl.
- β_2 = Permite encontrar la deriva máxima de piso a partir de la deriva global.
- β_3 = Valor con el que se determina los corrimientos inelásticos a partir de los corrimientos elásticos.
- β_4 = Factor que se obtiene a partir de la relación entre el factor β_2 en rango elástico con el factor β_2 en rango elástico.
- β_5 = Valor que considera la degradación de rigidez en la descarga, deterioro de resistencia y efecto de grietas.
- Sd = Desplazamiento espectral elástico.
- H = Altura total del edificio.

Se presenta un ejemplo de aplicación en los **Anexos 3 y 4**, si se considera una edificación de 4 pisos, con altura de 12m., sobre un suelo S2 ubicada en la zona sísmica IV. En los **Anexos 3 y 4** se muestra las ecuaciones correspondientes de cada uno de los valores anteriormente mencionados.

A continuación se presenta, la comparación entre los factores del método del coeficiente de desplazamientos (FEMA 356) y los factores de la investigación realizada en el 2006, debido a que cumplen la misma función.

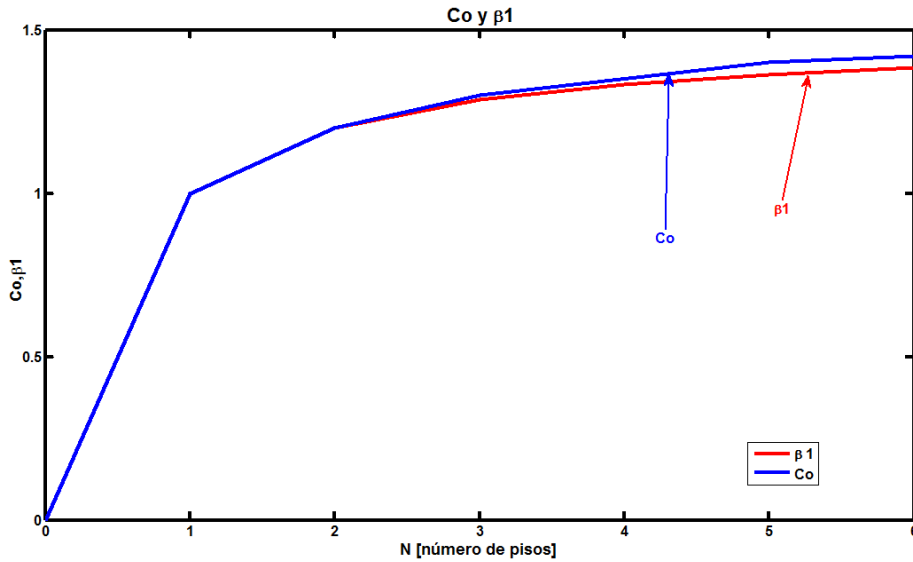


Figura 2.13. Comparación entre Co y β_1

Como se observa en la figura 2.14 el factor β_1 tiene valores similares a Co , pero se aprecia que mientras mayor sea el número de pisos el factor Co tiene valores un poco mayores.

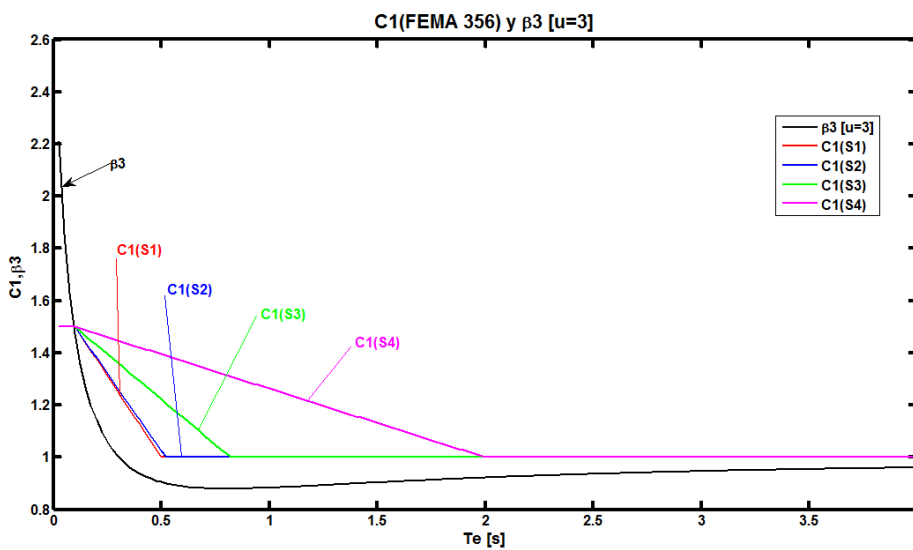


Figura 2.14. Comparación entre C_1 (FEMA 356) y β_3

La figura 2.15 muestra la diferencia que existe entre C_1 y β_3 , especialmente cuando el periodo tiene valores bajos, pero a periodos grandes ambos factores tienden a tener el mismo valor. La figura 2.16 muestra el factor β_3 para una ductilidad de 3, y el factor C_1 es el considerado en FEMA-356.

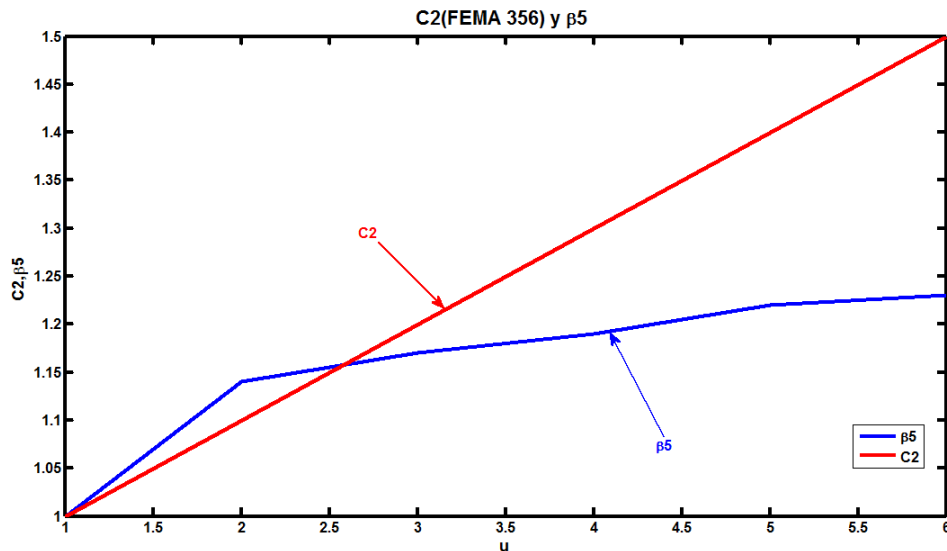


Figura 2.15. Comparación entre C_2 (FEMA 356) y β_5

En la figura 2.16, se muestra la diferencia que existe entre C_2 y β_5 , y se observa que el factor C_2 tiene un comportamiento lineal constante, pero el factor β_5 tiene 3 ecuaciones lineales. Comparando ambos factores en el rango de alta ductilidad se observa que el factor C_2 es más alto. La metodología propuesta por FEMA 356, es obtenida con registros sísmicos de América del Norte, y la investigación “Evaluación rápida de la deriva máxima de piso” tiene factores que se ajustan mejor al país.

Se debe considerar que la aplicación de estas fórmulas, no son consideradas exactas, por lo que se recomienda para la evaluación de vulnerabilidad sísmica se haga un análisis más exacto, pero se las puede considerar como referenciales.

2.5.2.3 Efecto P-Delta:

Debido a que la estructura va a estar sometida a las fuerzas laterales provocadas por el sismo, esto hace que existan desplazamientos; el efecto P-Delta se origina por la excentricidad del peso (Cargas gravitatorias) de la

estructura con dichos desplazamientos; todos estos factores mencionados son los que produce momentos secundarios, y por tal razón aumentan los desplazamientos y las fuerzas laterales.

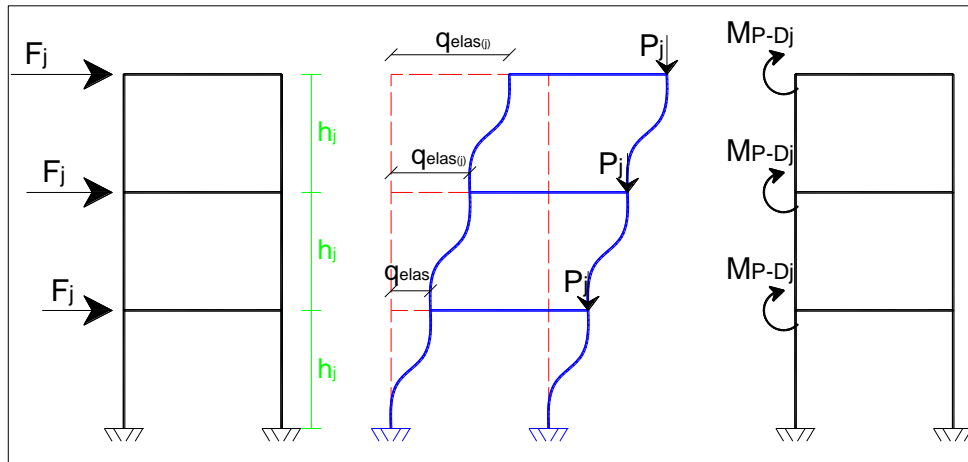


Figura 2.16. Efecto P-Delta.

Este efecto es considerado como de segundo orden, y hace referencia al índice de estabilidad de piso.

$$\theta_j = \frac{P_j}{V_j} * \frac{q_{elas(j)}}{h_j} \quad (2.14)$$

Donde:

θ_j = Índice de estabilidad, del piso en estudio.

P_j = La carga de la estructura desde el piso en estudio hasta lo más alto.

V_j = El cortante aplicado, del piso en estudio.

$q_{elas(j)}$ = Desplazamiento elástico relativo, del piso en estudio.

h_j = Altura que existe desde el piso en estudio hasta el piso inferior.

$\delta_{elas(j)} / h_j$ = Deriva de piso elástica, se obtiene con la deriva de piso inelástica multiplicada por "R", " ϕ_p " y " ϕ_e ".

Como se mencionó anteriormente, el efecto P-Delta origina momentos de segundo orden, estos no tienen la misma dirección que los de primer orden; por tal razón se hace uso de factores de amplificación para cubrir estas incertidumbres.

$$f_{P-D} = \frac{1}{1 - \theta_j} \quad (2.15)$$

Los controles se lo realizan de la siguiente manera:

Tabla 2.5. Índices de Estabilidad de Piso, CEC-2000

θ_j	Descripción
$\theta_j > 0,3$	Estructura inestable, debe rigidizarse.
$0,1 < \theta_j < 0,3$	Uso del factor f_{P-D}
$\theta_j < 0,1$	No hay problema

Como muestra la tabla 2.5, para la segunda condición, se debe hacer uso del factor f_{P-D} , es decir que todas las cargas laterales de diseño se las multiplica por dicho factor.

2.5.3. Análisis Sísmico de estructura Teórica

Teniendo en cuenta cada uno de los parámetros mencionados se procedió a realizar el análisis sísmico de nuestra edificación con el método de superposición modal. De los resultados que se obtuvieron, solamente se muestran los obtenidos, para la posibilidad 1 (datos originales), en la tabla 2.6.

Los datos obtenidos para las otras alternativas del caso teórico, no se las muestra en el presente documento porque la metodología de cálculo es igual.

Tabla 2.6. Fuerzas sísmicas y Desplazamientos en el C.M., Estructura teórica.

Numero de Piso	Sentido X [R=4]		Sentido Y [R=4]	
	Fuerza Sísmica centro de masa	Desplazamientos centro de masas	Fuerza Sísmica centro de masa	Desplazamientos centro de masas
Piso 1	12,77	0,04	13,26	0,04
Piso 2	10,89	0,13	11,59	0,14
Piso 3	3,15	0,31	33,85	0,32
Piso 4	22,36	0,46	23,91	0,47

Nota: No se muestra los resultados del análisis sísmico para la residencia ESPE y edificio FIRMESA porque será detallado en sus respectivos capítulos.

2.6. DEMANDAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y CÁLCULO DE LA DERIVA MÁXIMA DE PISO

2.6.1 Demanda elementos estructurales - Estructura Teórica

Se presenta los diagramas de demanda de los elementos estructurales ante solicitaciones de carga axial, cortante y momento de nuestra estructura original (Posibilidad 1- datos originales) para que sirvan como punto de análisis para posibles cambios en cuanto a dimensiones de elementos estructurales así como también incorporación de nuevos elementos.

A continuación se muestra los diagramas del pórtico 2 por el grado de incidencia que este tiene en nuestra estructura ya que viene a constituirse como el pórtico más cargado.

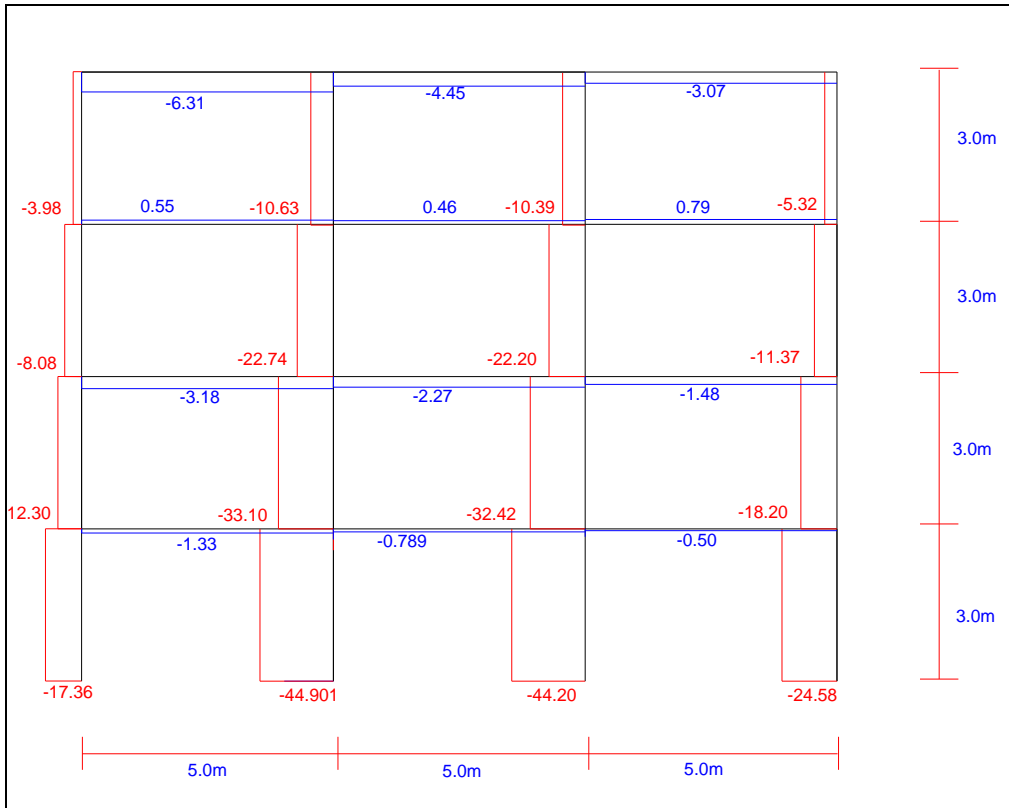


Figura 2.17. Diagrama Fuerza axial – Estructura Teórica (Datos originales)

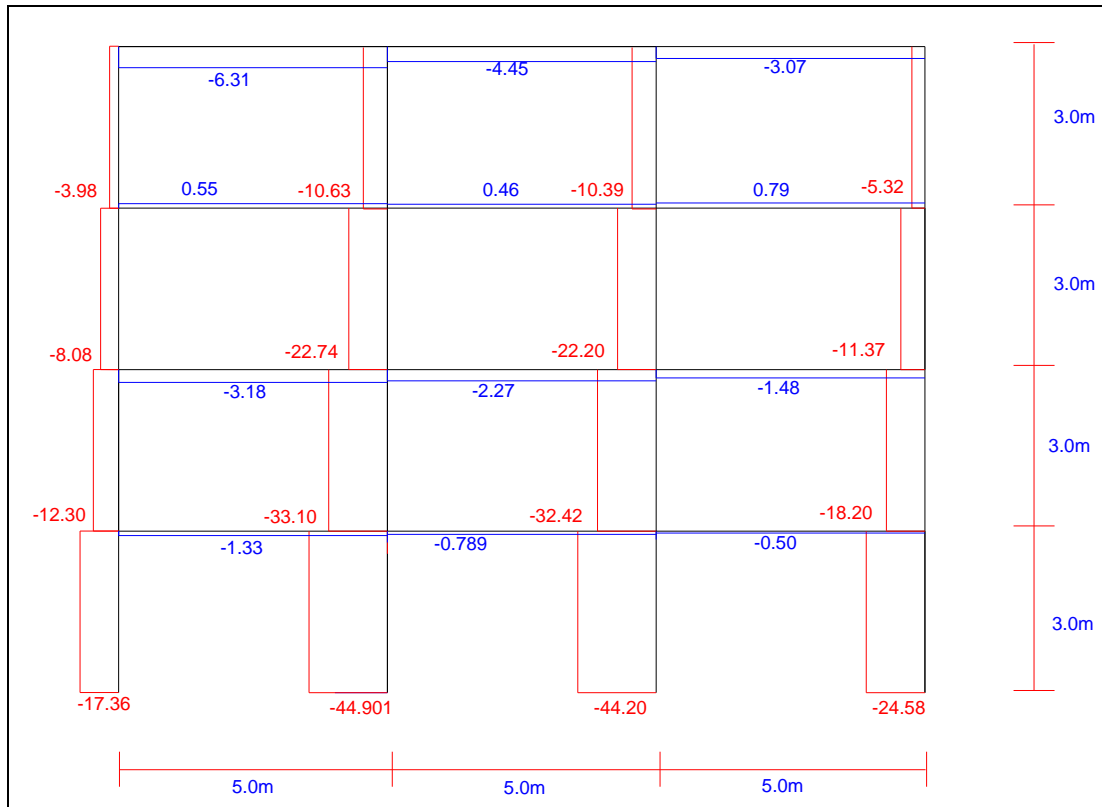


Figura 2.18. Diagrama Fuerza Cortante - Estructura Teórica (Datos Originales)

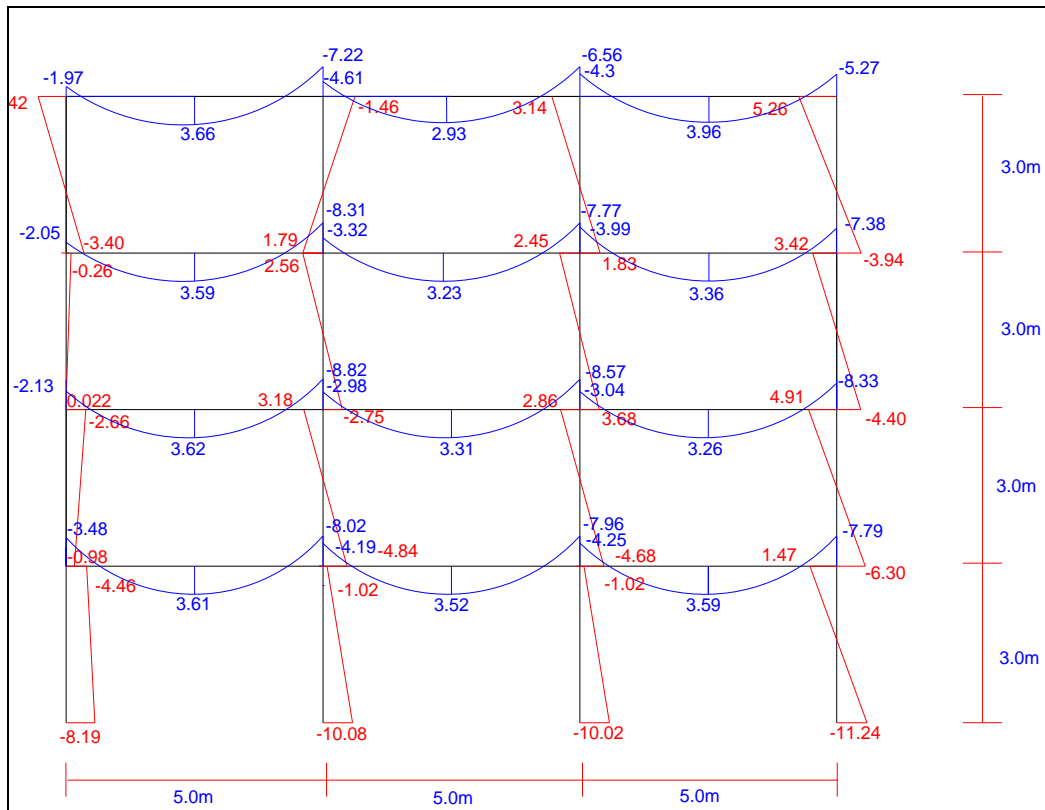


Figura 2.19. Diagrama Momento - Estructura Teórica (Datos Originales)

Los valores obtenidos por demanda en cada uno de los elementos estructurales se los utilizará para compararlos con la capacidad de nuestra estructura, se explicara en el capítulo 3.

2.6.2. Deriva de piso en estructura teórica

Se procedió a realizar el análisis sísmico espacial por el método de superposición modal para obtener la deriva de piso de las posibilidades mencionadas anteriormente y así determinar la mejor opción para disminuir o eliminar el grado de daño en la estructura. A continuación presentamos las posibilidades con su respectiva deriva de piso:

Tabla 2.7. Deriva de piso e Índice de estabilidad, Posibilidad 1, Estructura teórica.

Numero de Piso	Sentido X [R=4]		Sentido Y [R=4]	
	<i>Deriva de piso</i> γ	<i>Índice de estabilidad</i> Θ	<i>Deriva de piso</i> γ	<i>Índice de estabilidad</i> Θ
Piso 1	0,013	0,076	0,013	0,074
Piso 2	0,032	0,238	0,033	0,226
Piso 3	0,058	0,154	0,059	0,146
Piso 4	0,051	0,078	0,053	0,074

Se aprecia en la tabla 2.7, existe una deriva máxima de piso de 5,8% y el índice de estabilidad es alto, lo que representa gran daño en la estructura. A continuación se presenta lo obtenido para la posibilidad 2.

Tabla 2.8. Deriva de piso e Índice de estabilidad, Posibilidad 2, Estructura teórica.

Numero de Piso	Sentido X [R=4,5]		Sentido Y [R=4,5]	
	<i>Deriva de piso</i> γ	<i>Índice de estabilidad</i> Θ	<i>Deriva de piso</i> γ	<i>Índice de estabilidad</i> Θ
Piso 1	0,017	0,100	0,017	0,098
Piso 2	0,034	0,325	0,035	0,299
Piso 3	0,040	0,091	0,041	0,084
Piso 4	0,041	0,048	0,041	0,045

Para la posibilidad 2 (considerando nuevas dimensiones de las columnas), se aprecia que la deriva de piso disminuye pero no lo suficiente para reducir el nivel de daño.

Tabla 2.9. Deriva de piso e Índice de estabilidad, Posibilidad 3, Estructura teórica.

Numero de Piso	Sentido X [R=5]		Sentido Y [R=5]	
	<i>Deriva de piso</i> γ	<i>Índice de estabilidad</i> Θ	<i>Deriva de piso</i> γ	<i>Índice de estabilidad</i> Θ
Piso 1	0,012	0,075	0,012	0,073
Piso 2	0,019	0,084	0,019	0,077
Piso 3	0,017	0,025	0,017	0,023
Piso 4	0,012	0,012	0,012	0,011

En la posibilidad 3, se aprecia la gran reducción de la deriva de piso e índice de estabilidad, pero la deriva máxima de piso es de 1,9%, lo que muestra reducción en el nivel de daño en comparación con la posibilidad 1.

Tabla 2.10. Deriva de piso e Índice de estabilidad, Posibilidad 4, Estructura teórica.

Numero de Piso	Sentido X [R=5]		Sentido Y [R=5]	
	<i>Deriva de piso</i> γ	<i>Índice de estabilidad</i> Θ	<i>Deriva de piso</i> γ	<i>Índice de estabilidad</i> Θ
Piso 1	0,009	0,024	0,009	0,024
Piso 2	0,010	0,014	0,010	0,014
Piso 3	0,008	0,005	0,007	0,005
Piso 4	0,005	0,003	0,005	0,003

Con la posibilidad 4, es decir con las dimensiones de vigas y columnas más grandes y con la presencia de diagonales de acero ubicados en el perímetro de la estructura, se aprecia que la deriva máxima de piso es del 1%, por lo cual la estructura tendrá un daño mínimo reparable, consiguiendo así satisfacer las condiciones de diseño, y la gran reducción de pérdidas económicas y humanas.

CAPÍTULO III

CAPACIDAD SÍSMICA RESISTENTE, ESTRUCTURA TEÓRICA

Cuando se encuentra en la etapa de concepción de una estructura, el equipo de diseño debe decidir el tipo de sistema estructural a utilizar para resistir el efecto de los sismos. Se puede elegir entre varios sistemas que resultan ser flexibles o rígidos.

Los sistemas flexibles tienen la ventaja de que se diseñan para fuerzas de sismo menores, pero presentan el inconveniente de que se requiere ser muy riguroso en el detalle estructural de los diferentes elementos. Además, por su flexibilidad pueden presentarse grandes desplazamientos que pueden causar la interacción entre elementos estructurales y no estructurales provocando grandes daños.

En el caso de una estructura rígida las fuerzas de diseño son mayores, la ductilidad de la estructura es menor, el detallado de los elementos no es tan riguroso, existen menores desplazamientos y se minimiza la posibilidad de interacción con elementos no estructurales.

En el presente capítulo, solo se analiza la estructura teórica, con los datos originales (posibilidad 1); las otras dos estructuras son analizadas en su respectivo capítulo.

3.1 DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA

La relación Momento - Curvatura permite determinar las nuevas características de los elementos estructurales después de incrementar la carga. Características como deformaciones, rigideces, y momentos.

El diagrama de Momento Curvatura, está en función de los diagramas de esfuerzo-deformación para el acero y el hormigón.

Para poder obtener el diagrama de Momento Curvatura, se hizo uso del software “**CEINCI 1**”. Aguiar (2002); para el hormigón se usó el modelo de Park et al (1982) y para el acero se usó el modelo trilineal, como se lo muestra en la figura 3.1 a continuación:

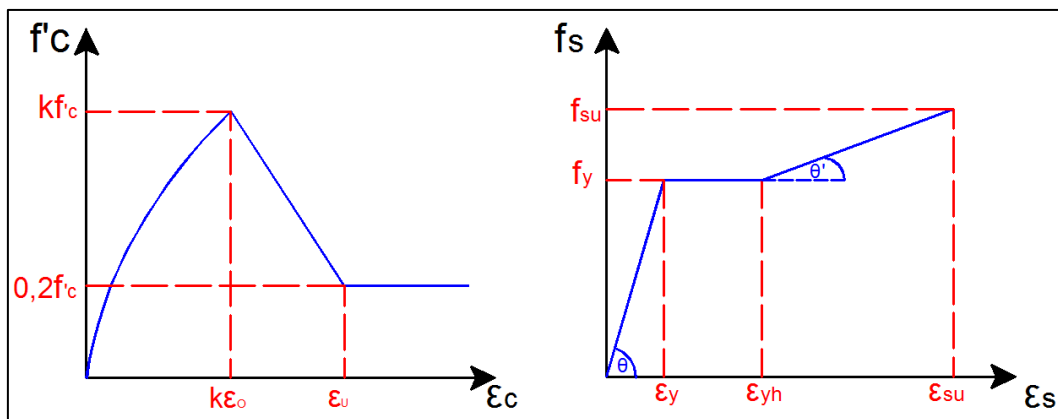


Figura 3.1. Modelo Park et al (Hormigón) y Trilineal (Acero)

En la figura 3.2, se muestra el esquema del diagrama Momento-Curvatura, en el eje “X” es el eje de Curvatura, y el eje “Y” es el eje de Momento.

Es necesario encontrar en el diagrama Momento – Curvatura, los puntos en los cuales se produce el cambio de pendiente, estos puntos se muestran detalladamente a continuación.

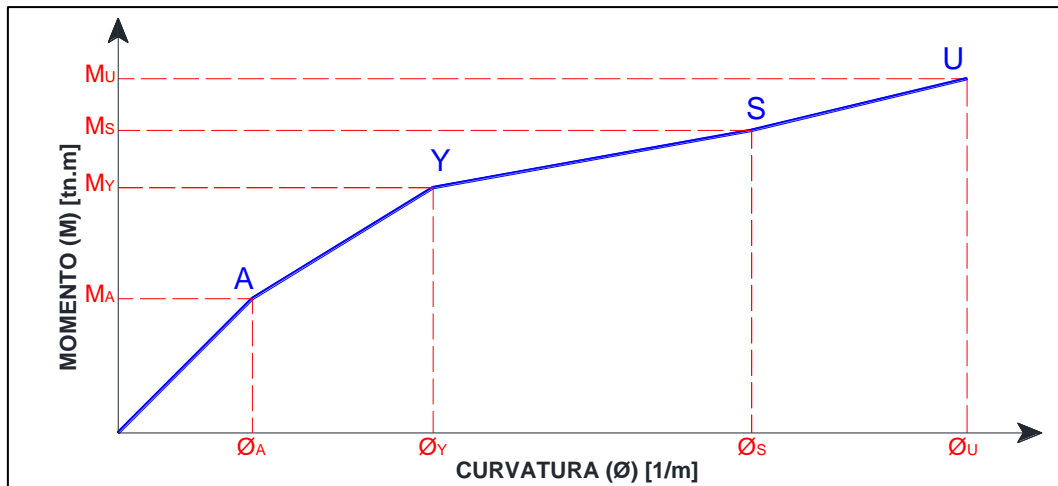


Figura 3.2. Puntos notables en Diagrama Momento Curvatura

En la figura 3.2, se observa 4 puntos, los cuales se los describe a continuación:

- **Punto A**, representa que el hormigón llega a su máxima capacidad a tracción, por tener valor bajo, se acostumbra ignorarlo.
- **Punto Y**, indica que el acero a tracción ha llegado a su fluencia ($f_y - \epsilon_y$).
- **Punto S**, cuando el acero entra en la zona de endurecimiento.
- **Punto U**, cuando el hormigón alcanza su deformación última a compresión.

Con el diagrama Momento-Curvatura se puede obtener el índice de daño local (I_D), con la siguiente fórmula. Aguiar (2003):

$$I_D = \frac{M_D - M_Y}{M_U - M_Y} \quad (3.1)$$

Para obtener el índice de daño local, se debe conocer el momento de demanda del elemento (M_D). Además se debe tomar en cuenta las siguientes condiciones:

Si: $M_D = M_Y$, entonces: $I_D = 0$ (no existe daño)

Si: $M_D = M_U$, entonces: $I_D = 1$ (colapso)

3.2 DUCTILIDAD

La ductilidad es la capacidad de deformación de los elementos estructurales ante cargas axiales en compresión o en tensión, fuerzas cortantes y momentos flectores.

Como es de nuestro conocimiento la ductilidad global de nuestra estructura va depender de la ductilidad de cada uno de sus elementos estructurales.

Si una estructura se diseña en la forma clásica solo con vigas, columnas y muros de corte, sin elementos de control activo o pasivo como disipadores de energía o aisladores de base, se espera que la estructura tenga la mayor ductilidad global posible para que disipe la mayor cantidad de energía.

Un elemento que tenga baja ductilidad por curvatura, tendrá una falla frágil en el rango no lineal, por lo que es recomendable que su ductilidad por curvatura sea alta, además mientras más alta sea la ductilidad, se distribuyen mejores los momentos.

Con valores altos de ductilidad por curvatura de los elementos, la ductilidad global del sistema será mayor y se podrá pensar en un buen comportamiento en el rango no lineal.

Para la obtención de la ductilidad local por curvatura (μ_ϕ), se utilizó la siguiente fórmula. Aguiar (2003):

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (3.2)$$

Los valores de “ ϕ_u ” y “ ϕ_y ” son obtenidos a partir del diagrama Momento Curvatura.

3.3 DIAGRAMA DE MOMENTO CURVATURA EN VIGAS

Para mostrar el diagrama Momento Curvatura, se selecciona la viga del pórtico 2, por tener las cargas más críticas. Es indispensable presentar el armado de la viga a analizar porque constituye la base para el archivo de datos del software “**CEINCI 1**”.

Para analizar la capacidad de vigas hay que tomar en cuenta que la sección de armado no va ser la misma en el inicio, al fin o en la mitad de una viga analizada entre dos ejes, por esta razón es se debe obtener el diagrama Momento Curvatura de cada una de estas partes.

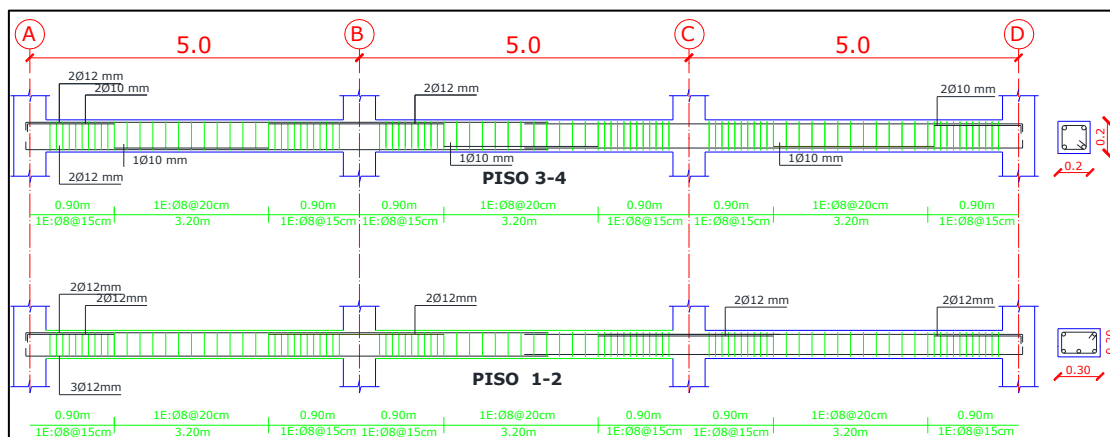


Figura 3.3. Armado de las vigas, Pórtico 2.

A continuación se muestra el procedimiento realizado para obtener el diagrama de momento curvatura con el software “**CEINCI 1**” del vano “CD”, al inicio de la luz para el piso 1y2.

Se debe considerar el armado de la sección a ser analizada, por tal razón en la figura 3.4, se muestra el detalle de la sección.

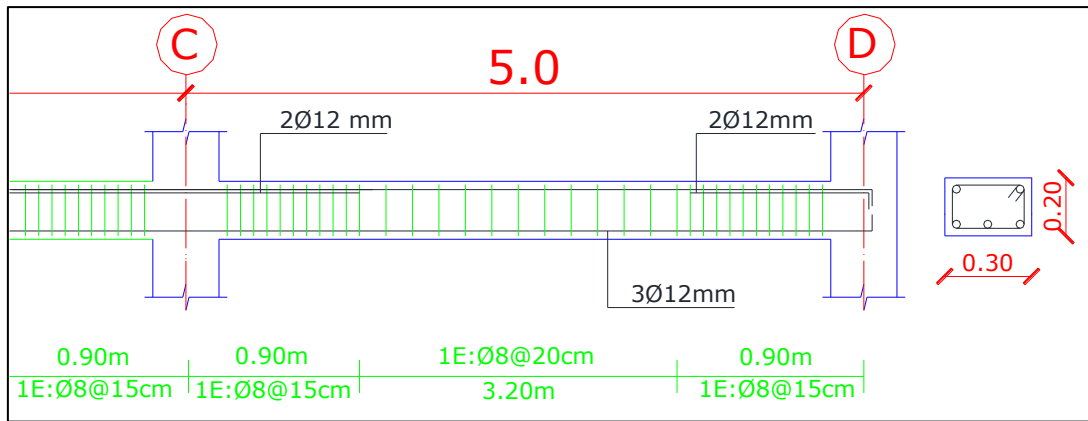


Figura 3.4. Detalle de viga, vano CD, piso 1y2, Pórtico 2.

En la tabla 3.1, se muestra los datos que se necesita para la obtención del diagrama Momento Curvatura de la *sección inicial* para la viga de la figura 3.4.

Tabla 3.1. Datos para viga de la figura 3.4.

Fy=	4200	kg/cm ²
f'c=	210	kg/cm ²
base=	30	cm
altura=	20	cm
As sup=	4φ12mm→	4,2 cm ²
As inf=	3φ12mm→	3,4 cm ²
φ estribo=	0,8	cm
s (*) =	10	cm
Luz libre=	460	cm

(*) espaciamiento de estribos

Con la información de la tabla 2.1, se crea una base de datos, luego se procede a ejecutar el software **“CEINCI 1”** en *Simbolo del Sistema (DOS)*, y se obtienen los datos mostrados en la tabla 3.2.

Con los datos expuestos en la tabla 3.2, se obtiene una ductilidad local por curvatura de:

$$\mu_{\phi} = 7,46$$

Tabla 3.2. Puntos obtenidos del Diagrama Momento Curvatura, (figura 3.4)

Momento			Curvatura		
$M_A =$	26756,54	kg.cm	$\varphi_A =$	0,0000119	1/cm
$M_Y =$	149420,58	kg.cm	$\varphi_Y =$	0,0003695	1/cm
$M_S =$	168328,02	kg.cm	$\varphi_S =$	0,0006043	1/cm
$M_U =$	246566,66	kg.cm	$\varphi_U =$	0,0027562	1/cm

De igual manera se procedió el análisis con las demás vigas de la estructura teórica. Para la obtención de los momentos de demanda, se consideró la acción de las cargas sísmicas, y se determinó las sollicitaciones a las que está sometida cada elemento, con el uso del programa “**PLANO**”. Aguiar (2006).

En la figura 3.5, se presenta el diagrama Momento Curvatura, de las vigas del Pórtico 2, piso 2, y secciones en la mitad del vano.

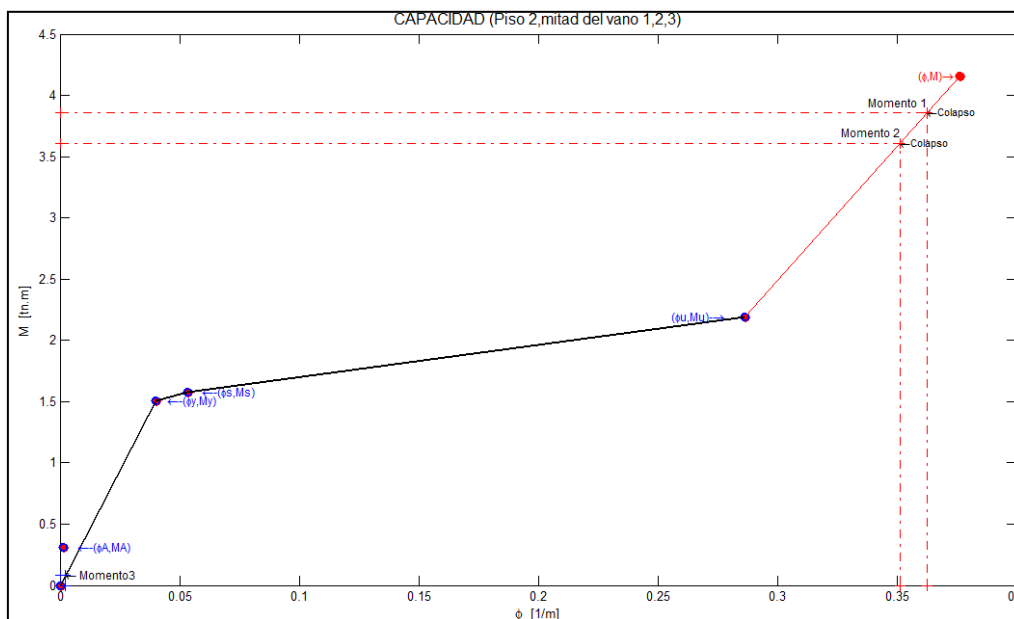


Figura 3.5. Diagrama Momento Curvatura, Piso2, mitad de los vanos AB,BC,CD, del Pórtico 2.

En el **Anexo 5**, se muestran los demás diagramas de Momento Curvatura para las demás vigas del pórtico 2; y por la cantidad de diagramas solo se presentan para el piso 1 y 4.

En la figura 3.5 se observa la acción del “Momento 1”, este es el momento de demanda ubicado en la mitad del vano entre los ejes “AyB”; también se observa que los momentos de demanda son mayores a M_u , lo que indica que existirá gran daño en el elemento.

3.4 DUCTILIDAD EN VIGAS

Para la obtención de la ductilidad en vigas, se generó una tabla donde se detallan los elementos necesarios para determinar la ductilidad local por curvatura en vigas y el índice de daño local en vigas. Por el tamaño de la tabla mencionada, se la muestra en el **Anexo 6**.

3.4.1 Índice de daño en Vigas

En el **Anexo 6**, se obtuvo el índice de daño; por lo cual se ilustra gráficamente el daño que sufre las vigas que conforman la estructura en cada uno de sus extremos y centro del vano.

Se presenta la figura 3.6, en la cual existen 2 pórticos, el de la izquierda es el pórtico 3, y el de la derecha es el pórtico 2 en el cual se observa tendrá mayor daño. En la figura 3.6, se observa que el daño es inminente y su costo de reparación es muy costoso porque las grietas y fisuras se van a producir en todos los pisos; se ve la necesidad de reforzar.

El pórtico 3 tiene menor daño, pero hay que tomar en cuenta que el sismo está considerado que actúa en un solo sentido, pero el sismo actúa en ambos

sentidos, es decir que el daño que sufre el pórtico en su lado izquierdo (Eje A) es el mismo para su lado derecho (Eje D).

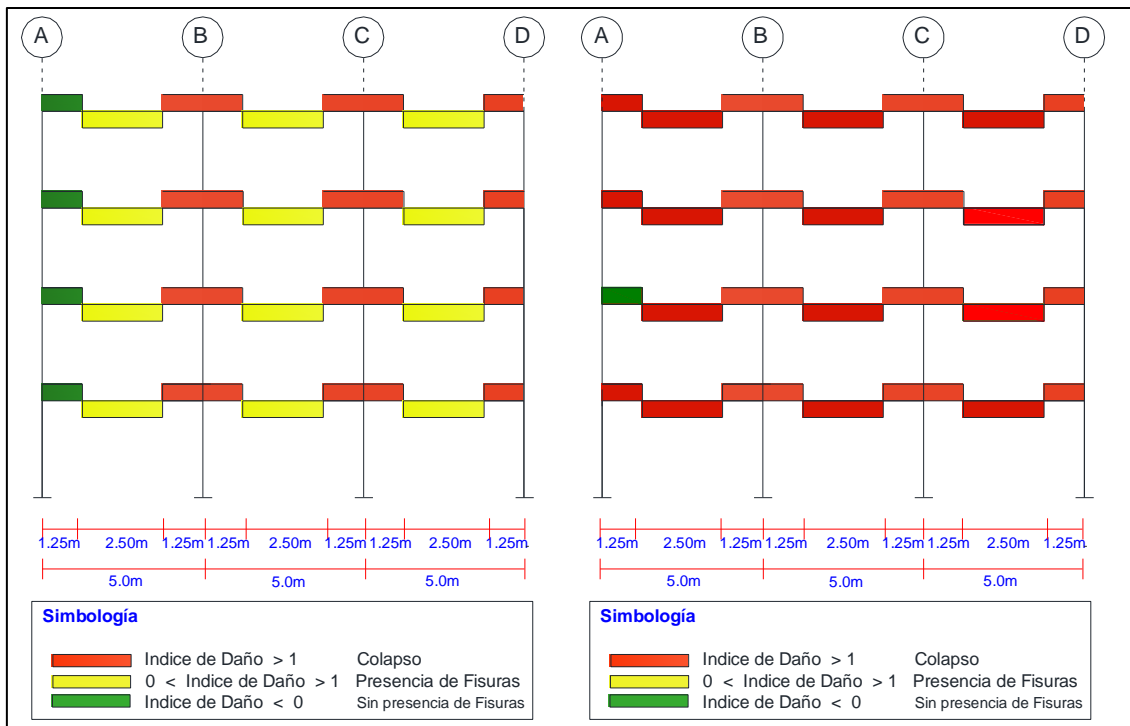


Figura 3.6. Representación daño en las vigas – Pórtico 3 y Pórtico 2.

3.5 DIAGRAMA DE MOMENTO CURVATURA EN COLUMNAS

Para mostrar el diagrama Momento Curvatura en columnas, se muestra la figura 3.7, en la cual se observa el armado que tienen las columnas en cada piso.

También se muestra la figura 3.8, donde está el diagrama Momento Curvatura de la columna “C2”, piso 3, en la que se observa que el momento de demanda (M_D) es casi igual a la capacidad a flexión del elemento (M_U), lo que indica que el elemento tendrá gran daño. En el **Anexo 5**, se muestra los diagramas Momento Curvatura para la columna “D3”, piso 2 y 4.

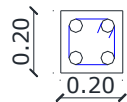
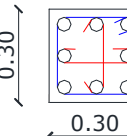
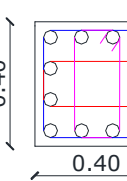
Columnas piso3-4		1 E6.Ø8mm @ 20cm ○ 4 Ø12mm
Columnas piso2		1 E4.Ø8mm @ 20cm 1 E5.Ø8mm @ 20cm ○ 8 Ø12mm
Columnas piso1		1 E1.Ø8mm @ 20cm 1 E2.Ø8mm @ 20cm 1 E3.Ø8mm @ 20cm ○ 12 Ø14mm

Figura 3.7. Detalle del armado de las columnas.

Para poder obtener el diagrama Momento Curvatura de las columnas con el software “**CEINCI 1**”, se debe conocer el armado longitudinal y transversal, las dimensiones de la sección, su recubrimiento, y la carga axial a la que se encuentra dicha sección.

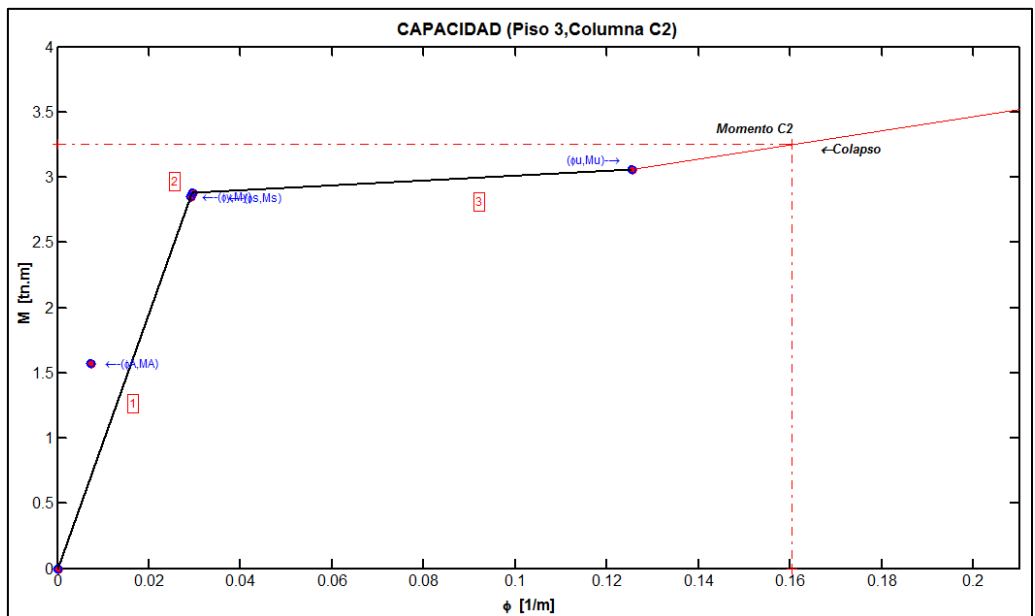


Figura 3.8. Diagrama Momento Curvatura, Columna “C2”, piso 3.

3.5.1 Índice de daño en Columnas

En el **Anexo 7**, se muestra la obtención del índice de daño para 4 columnas (incluyendo los 4 pisos), no se muestra las demás columnas porque se tendría una tabla excesivamente grande.

En la figura 3.9, se muestra 2 pórticos, el de la izquierda es el pórtico 3, y el de la derecha es el pórtico 2. Se observa que las columnas de los pisos superiores sufrirán el colapso, pero no se debe descartar que en las columnas del piso 2y3 si existirán fisuras debido a un evento sísmico.

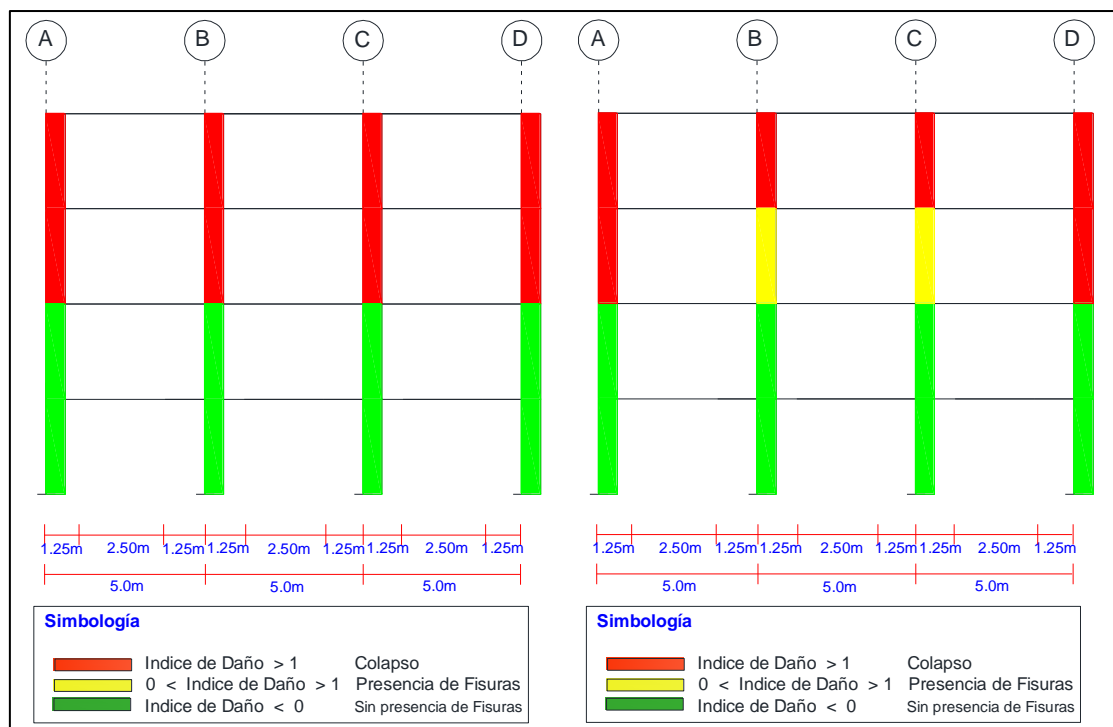


Figura 3.9. Representación daño en las Columnas – Pórtico 3 y Pórtico 2.

En la figura superior se muestra que la estructura sufrirá gran daño, lo que produce pérdidas humanas y económicas, por lo que es necesario el reforzamiento sísmico de la estructura, como se lo pudo apreciar en el Capítulo 2.

CAPÍTULO IV

VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO SÍSMICO DE LA RESIDENCIA-ESPE

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La edificación en estudio, es la “RESIDENCIA” de la Escuela Politécnica del Ejército (ESPE), y su ubicación es:

Av. General Rumiñahui S/N, Sector Santa Clara, Valle de los Chillos, como se lo muestra en la siguiente figura.

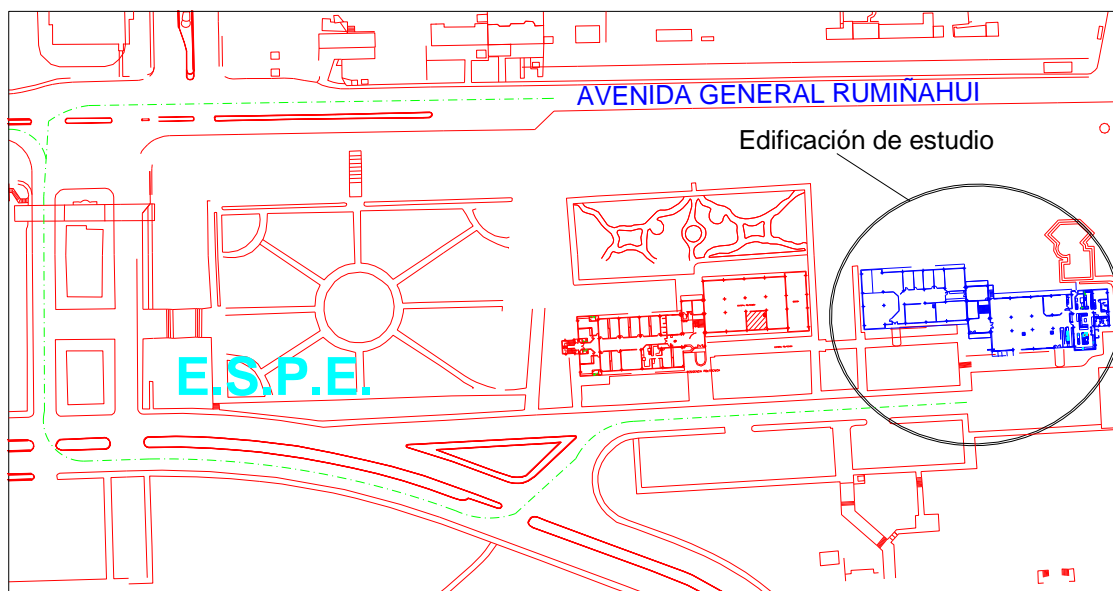


Figura 4.1 Ubicación del Edificio de la “Residencia” – ESPE.

La Edificación se constituye por 3 bloques (Figura 4.2), unidos con juntas de construcción como se muestra en la figura 4.3.



Figura 4.2 Vista Frontal, Edificio “Residencia” – ESPE.

El bloque en estudio, tiene ocupación residencial, por lo cual es usado para fines de vivienda para el personal militar de la ESPE; el piso inferior está constituido por aulas para cursos pedagógicos.



Figura 4.3 Juntas de Construcción, Edificio “Residencia” – ESPE.

4.1.1 Descripción Estructural

Por tener el Bloque "A", y el Bloque "B" las mismas características en sus elementos estructurales hemos seleccionado solo el Bloque "A" para analizarlo a profundidad. A continuación se presenta los detalles del mismo.

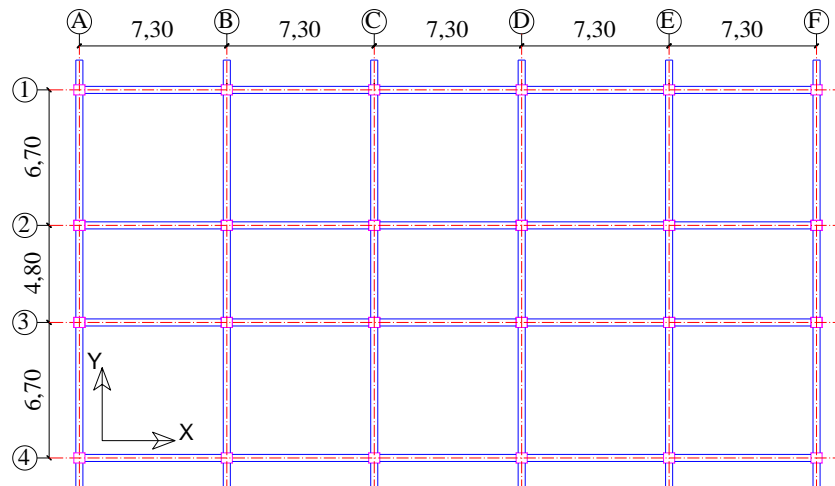


Figura 4.4 Vista en Planta, Bloque A, Edificio Residencia.

Como se observa en la figura 4.4, la estructura está conformada por 4 ejes en el sentido X y 6 ejes en el sentido Y, por tal motivo la estructura es más rígida en un sentido.

Se realizó una visita *in situ*, para obtener las dimensiones de los elementos estructurales que conforman la estructura, y a continuación se las presenta en las figuras 4.5.a y 4.5.b.

Se presenta el **Anexo 8**, donde se muestra imágenes de la visita realizada a la estructura en análisis, y también se muestra los ensayos realizados con el esclerómetro.

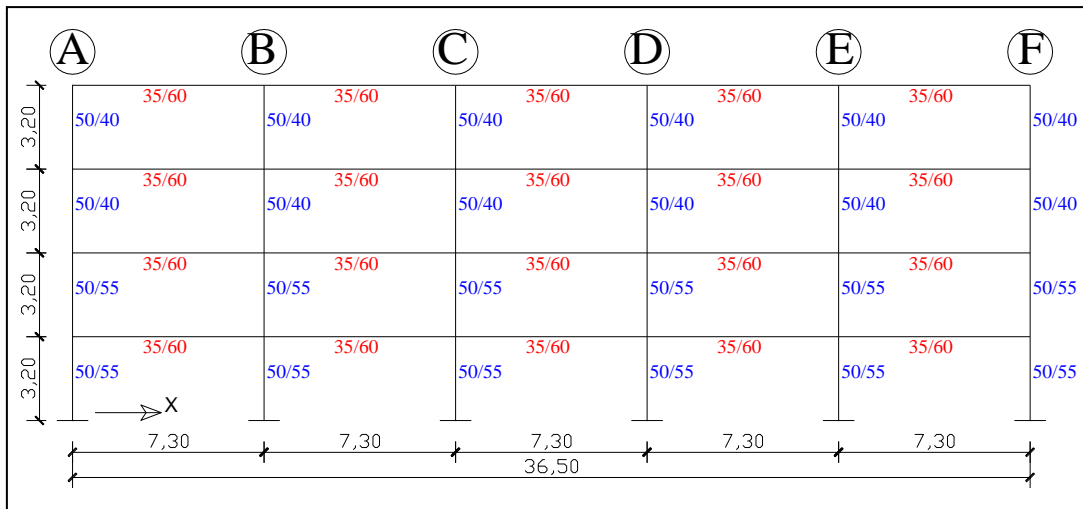


Figura 4.5.a Pórticos en sentido X, bloque "A".

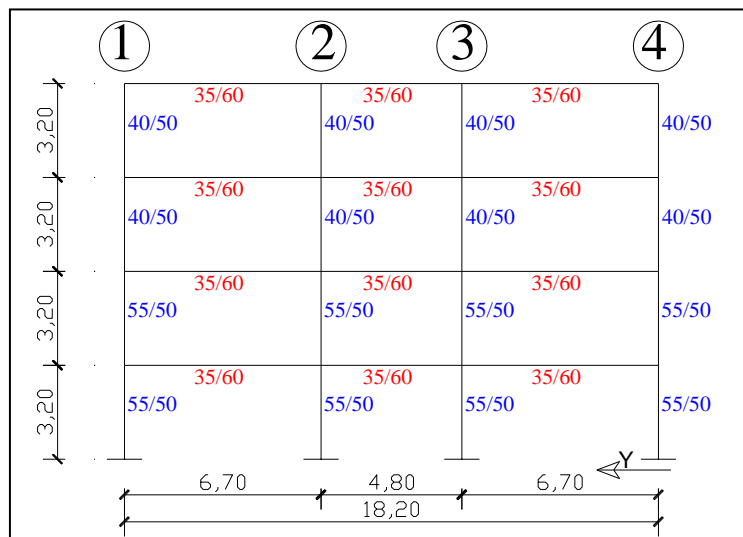


Figura 4.5.b Pórticos en sentido Y, bloque "A".

Cabe mencionar que las losas que constituyen la estructura son bidireccionales, con 25cm de espesor. La estructura tiene luces de 7,3m en sentido X, las cuales son de dimensión considerable.

4.1.2 Calidad del hormigón

En la mayor parte de construcciones no se logra alcanzar la resistencia del hormigón especificada en los planos, es por esto que nos hemos visto en la

necesidad de determinar la resistencia a través de un ensayo no destructivo, como es el uso del esclerómetro.

Con la ayuda del esclerómetro se puede obtener la dureza superficial del hormigón en función del golpe (rebote) debido al impacto de la barra metálica (dentro del esclerómetro) contra el elemento a ser analizado.

Los esclerómetros tienen un gráfico que relaciona la lectura tomada (golpe de rebote) con la resistencia; a continuación se muestra el gráfico del esclerómetro usado para obtener la resistencia de los elementos en estudio.

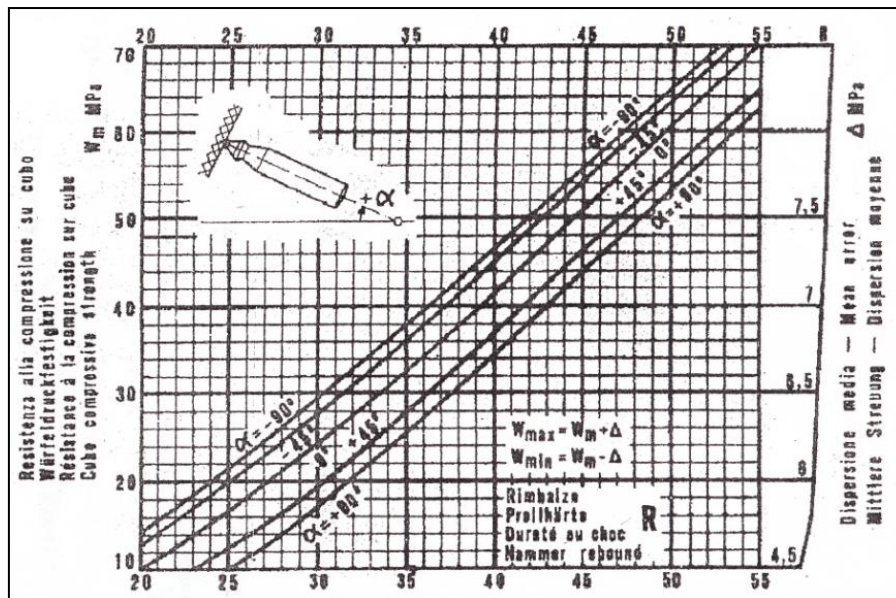


Figura 4.6 Curva usada para el uso del esclerómetro.

Con los valores de las lecturas realizadas se ingresa al eje “X” de la figura 4.6, se lo extiende verticalmente hasta topar con la recta “0°” (posición en la que se dieron los golpes), luego se traza una recta horizontal hasta que corte con el eje “Y”, y se puede conocer la resistencia del elemento en megapascales

(MPa); una vez obtenida la resistencia en MPa se las transforma a kg/cm^2 multiplicando estos valores por 10,2.

A continuación, en la tabla 4.1, se muestran los valores obtenidos durante la visita realizada, y la resistencia del hormigón que se estimó.

Cabe mencionar, que en la tabla 4.1, existen valores nulos, estos son valores que no están dentro del rango de los demás golpes, es decir que son muy altos o muy bajos en comparación con el resto de valores, por esta razón no se los consideró.

Tabla 4.1. Datos obtenidos con el uso del esclerómetro, Edificio Residencia.

	PISO 4		PISO 3		PISO 2		PISO 1		
Golpe	A 1	C2	A2	B2	D3	A3	C4		
1	2,5	2,8	3	3	2				
2	2,7	2,8	2,9	3	2,2	2	2,2		
3	2,8	2,8	3	3	2,1	2	1,8		
4	2,8	3	3	3		1,7	1,8		
5	2,6	2,9	2,8	2,9	2		2,2		
6	2,9	3	3	2,9	2,2	1,7	2,1		
7	2,7	3,2				1,8	1,9		
8	2,6		3				2		
9	2,6	3	3		2,3	1,8	2,1		
10	2,8	3	2,8	3	2,2				
11		2,9	3,2		2,3	1,8			
12			2,9	3,2	2,2	2	2,1		
Promedio	2,70	2,94	2,96	3,00	2,17	1,85	2,02		
Resistencia	19,5	21,5	22	23	12	10	10,5	Mpa	
	198,9	219,3	224,4	234,6	122,4	102	107,1	kg/cm2	
Resistencia global								172,7	kg/cm2

Con la resistencia obtenida de cada piso, se procedió a realizar un promedio entre las mismas para poder obtener una resistencia global de la estructura.

Se obtuvo una resistencia del hormigón de 170 kg/cm^2 , además este parámetro es usado para poder realizar el análisis sísmico de la estructura.

4.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA

En la tabla 4.2, se presentan las características de los elementos estructurales, como las dimensiones de las vigas, columnas, espesor de las losas y las cargas generadas por carga muerta y viva para cada piso.

En el **Anexo 9**, se presenta el análisis de cargas verticales con más detenimiento para la Residencia-ESPE.

Tabla 4.2. Dimensiones de los elementos, Carga muerta y viva.

	Dimensiones			Cargas	
	Columnas	Vigas	Losas	Carga muerta	Carga viva
	(cm. x cm.)	(cm. x cm.)	(cm)	(tn.)	(tn.)
Primer piso	(50 x 55)	(35 x 60)	25	654,69	34,64
Segundo piso	(50 x 55)	(35 x 60)	25	654,69	34,64
Tercer piso	(40 x 50)	(35 x 60)	25	642,52	34,64
Cuarto piso	(40 x 50)	(35 x 60)	25	642,52	34,64

Nota: Para la carga viva, se consideró el 25% de la misma.

Para poder realizar el análisis sísmico de la estructura se pone en consideración los siguientes aspectos:

- Actualmente la estructura cumple la función de residencia, por lo cual se tomó un factor de importancia de 1.
- Por las características del suelo (suelo proveniente de flujo lahárico) se consideró un perfil de suelo S2.
- Debido a la ubicación de la estructura, se toma un factor de zona sísmica de 4, lo que equivale a tener una aceleración sísmica de 0,4g (g es la gravedad).

Por los aspectos anteriormente mencionados, y por la constitución de los elementos estructurales, la estructura tiene una ductilidad global alta, por tal razón para el análisis sísmico se consideró un factor de reducción de fuerzas sísmicas de 6.

Para la estructura en estudio, no se consideró realizar un análisis sísmico espacial con 3 grados de libertad por planta, y es debido a que la relación entre la dimensión larga y la dimensión corta de la losa es mayor que 1,5 y esta condición no es recomendable ya que no cumple una de las condiciones del método; por tal motivo se optó por realizar un *análisis sísmico pseudo espacial considerando 1 grado de libertad por planta con el método de superposición modal*, y a continuación se detalla los aspectos más importantes del método usado:

- En este caso no se trabaja con la matriz de rigidez en coordenadas de piso, la nueva matriz de rigidez de la estructura es la sumatoria de las rigideces de los pórticos en el sentido de análisis.
- Por tener 1 grado de libertad por planta, por ejemplo, si se tiene un edificio de 6 pisos, consideramos 6 grados de libertad (en toda la estructura).
- Una vez obtenidos la matriz de rigidez y de masa de la estructura, se procede a obtener las fuerzas máximas modales, y se realiza el mismo procedimiento anteriormente mencionado para el análisis sísmico con 3 grados de libertad.
- Para el análisis considerado, no se toma en cuenta la torsión accidental, pero no es problema para la estructura en análisis, debido a que dicha estructura tiene la disposición de sus elementos de manera que los efectos de la torsión accidental son reducidos, y por lo tanto para este caso no se los toma en cuenta.

- De igual manera que el análisis sísmico pseudo espacial considerando 3 grados de libertad, aquí también se realiza los controles de: *cortante basal mínimo, deriva de piso, efecto P-delta.*

En las figuras 4.7.a. y 4.7.b. se muestra el esquema y disposición de los pórticos para el análisis sísmico realizado.

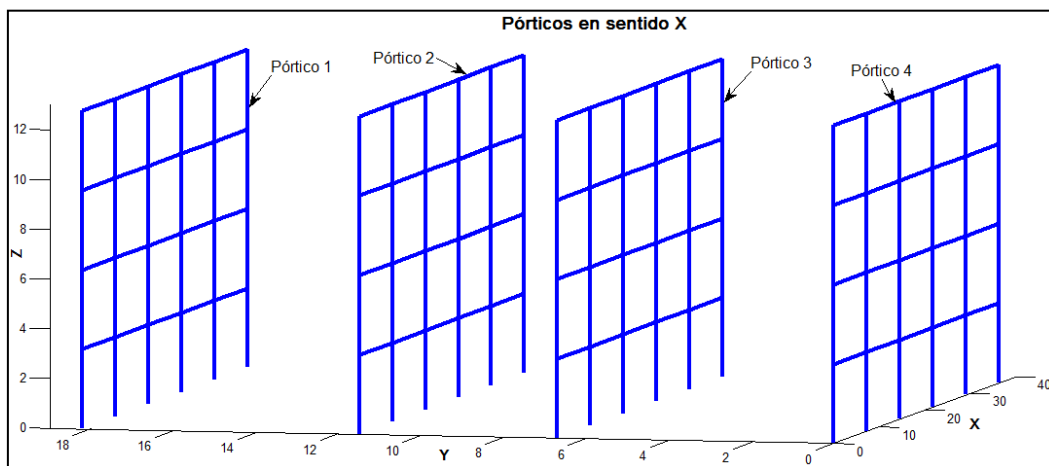


Figura 4.7.a Distribución de los pórticos analizados en sentido "X".

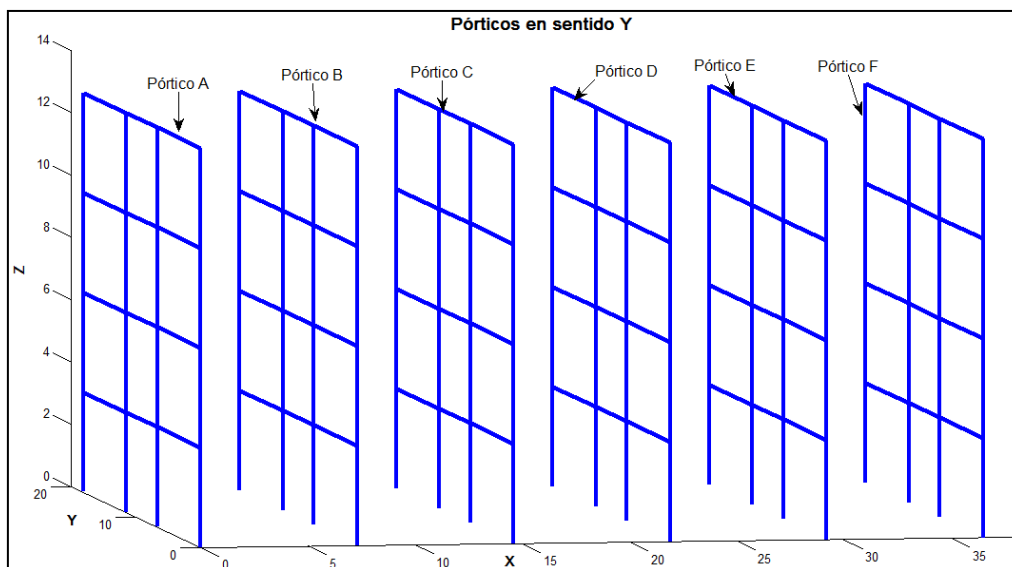


Figura 4.7.b Distribución de los pórticos analizados en sentido "Y".

4.2.1 Análisis sísmico en sentido “X”

Del análisis sísmico realizado, los datos obtenidos se indican en la tabla 4.3, son los actuantes en el centro de masas cuando el sismo está actuando en la dirección “X”. En la tabla 4.3 se encuentran las fuerzas laterales aplicadas en el centro de masas después de realizar los 3 controles anteriormente mencionados; también se encuentran los desplazamientos inelásticos (reales) que va a tener cada piso.

Tabla 4.3. Resultados obtenidos en el centro de masas, Sismo en sentido “X”.

Piso	Fuerzas	Desplazamientos
	laterales	inelásticos
	(Tn.)	(m.)
1	38,20	0,04
2	41,80	0,09
3	59,26	0,15
4	127,08	0,20

Como se observa en la última columna de la tabla 4.3, los 2 pisos superiores tendrán corrimientos altos, en especial el último piso por tener una deformación de 20cm, lo que generará golpeteo con el otro bloque estructural.

Para conocer el daño que tendrá la estructura se hace uso de la tabla de Ghobarah et al. (1997), donde se necesita conocer la deriva máxima de piso que tiene la edificación, la cual se la muestra en la tabla 4.4.

Cabe mencionar que los datos presentados en la tabla 4.4 son obtenidos en el centro de masas de cada piso.

Tabla 4.4. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso, Sismo en sentido “X”.

Piso	Deriva de piso γ	Índice de estabilidad de piso θ
1	0,0112	0,0192
2	0,0167	0,0249
3	0,0205	0,0248
4	0,0136	0,0120

Se aprecia que la deriva máxima de piso es de 2,05% la cual se considera como alta, si ingresamos con este valor a la tabla 4.5, el daño va a ser extensivo, con grietas entre 1 y 2mm.

Tabla 4.5. Niveles de daño propuestos por Ghobarah *et al* (1997)

Distorsión de Piso	Daño	Descripción del daño	Desempeño
$\gamma < 0.002$	Sin daño	Sin daño	Sin daño
$0.002 \leq \gamma < 0.005$	Leve	Grietas ligeramente visibles.	Agrietamiento
$0.005 \leq \gamma < 0.011$	Moderado	Grietas menores de 1mm.	Fluencia del acero
$0.011 \leq \gamma < 0.023$	Extensivo	Grietas entre 1 y 2 mm.	Inicio de mecanismo
$\gamma \geq 0.023$	Completo	Grietas mayores a 2 mm.	Mecanismo global

4.2.2 Análisis sísmico en sentido “Y”

De igual manera que en el análisis en sentido “X”, se realizó el mismo procedimiento, y a continuación se presentan los datos obtenidos en la tabla 4.6 y 4.7.

Tabla 4.6. Resultados obtenidos en el centro de masas, Sismo en sentido “Y”.

Piso	Fuerzas	Desplazamientos
	laterales	inelásticos
	(Tn.)	(m.)
1	38,67	0,04
2	43,19	0,10
3	64,68	0,15
4	127,77	0,19

Tabla 4.7. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso, Sismo en sentido “Y”.

Piso	Deriva de	Índice de
	piso	estabilidad de piso
	γ	θ
1	0,0126	0,0209
2	0,0176	0,0255
3	0,0167	0,0196
4	0,0109	0,0097

En la tabla 4.7, la deriva máxima de piso es de 1,76%, la cual está en el mismo rango de nivel de daño que el anterior análisis, por lo tanto el daño va a ser extensivo, con grietas entre 1 y 2mm.

Se aprecia en las tablas 4.4 y 4.7, el índice de estabilidad de piso en ambos sentidos de análisis son bajos, por lo que no se usó el factor de amplificación (Efecto P delta) para aumentar las cargas laterales.

Del análisis realizado, se aprecia que los desplazamientos en ambos sentidos (X y Y) son similares, pero la deriva máxima de piso en sentido “X” es la más crítica, y se debe a que en sentido “X” existen luces de 7.3m las cuales son grandes, además existe el inconveniente de que exista golpeteo entre el bloque “A” y el bloque “Central”.

4.3 PRESENTACIÓN DE TRES ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO A NIVEL DE DERIVA DE PISO

El objetivo del reforzamiento para la estructura en estudio, es la de rigidizar la estructura en sentido “X” y sentido “Y”, para que la estructura tenga una deriva de piso menor a la que se indicó anteriormente, y también para que exista menor daño en la estructura ante un posible evento sísmico.

Para el reforzamiento se consideró poner muros de corte, por lo cual la estructura va a adquirir mayor ductilidad y aumenta su factor de redundancia, por lo tanto se trabajo con un factor de reducción de fuerzas sísmicas de 7. Las alternativas realizadas se las presenta a continuación.

4.3.1 Alternativa 1

Para la alternativa 1, se consideró 8 muros ubicados en las 4 esquinas de la estructura, como se muestra en la figura 4.8; también se presenta las derivas de piso e índice de estabilidad de piso en la tabla 4.8 para la alternativa considerada.

Tabla 4.8. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso, alternativa 1.

Alternativa I: [R=7]				
	Sentido X		Sentido Y	
	Drift: γ	θ	Drift: γ	θ
Piso 1	0,0059	0,0061	0,0073	0,0084
Piso 2	0,0111	0,0096	0,0128	0,0125
Piso 3	0,0130	0,0093	0,0132	0,0106
Piso 4	0,0119	0,0064	0,0109	0,0067

Se observa en la tabla 4.8, las derivas de piso se reducen considerablemente, pero se desecha esta alternativa debido a la construcción de las cimentaciones de los muros, existirían problemas porque ya existen plintos de las columnas esquineras ya construidas.

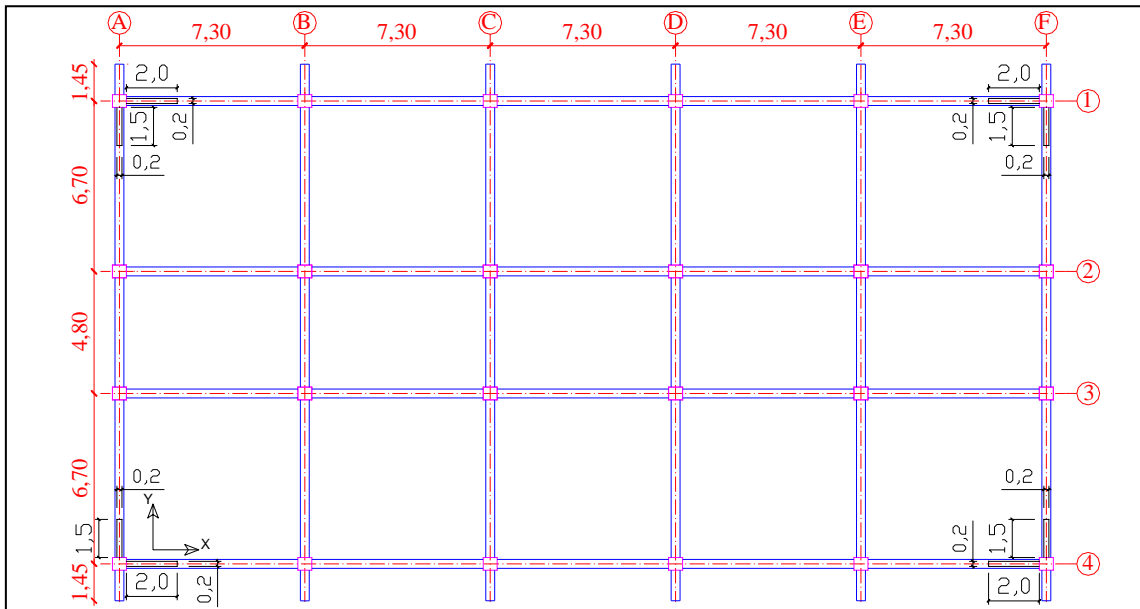


Figura 4.8 Distribución de los muros en planta, alternativa 1.

4.3.2 Alternativa 2

Para esta alternativa se consideró 4 muros en sentido “X” y 4 muros en sentido “Y”, como se lo muestra en la figura 4.9, además se observa que los muros ubicados en sentido “X” son de mayor dimensión que los muros en sentido “Y”, se debe a que se quiere adquirir mayor rigidez en sentido “X”.

En la tabla 4.9, se muestra la deriva de piso e índice de estabilidad de piso obtenidos para la alternativa 2.

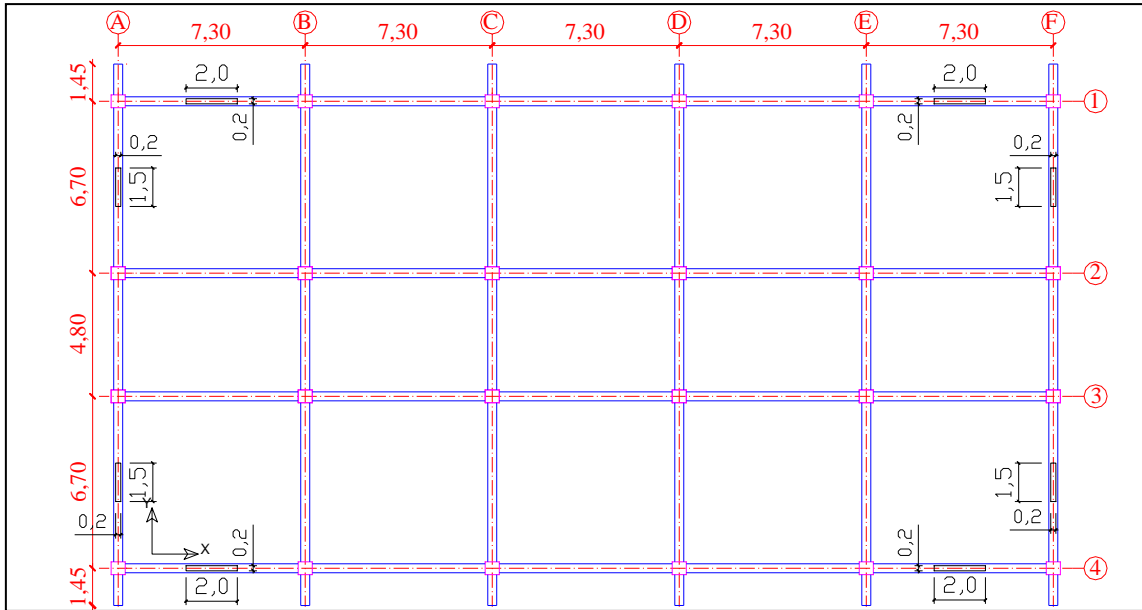


Figura 4.9 Distribución de los muros en planta, alternativa 2.

Tabla 4.9. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso, alternativa 2.

Alternativa 2: [R=7]				
	Sentido X		Sentido Y	
	Drift: γ	θ	Drift: γ	θ
Piso 1	0,0060	0,0053	0,0075	0,0072
Piso 2	0,0093	0,0068	0,0106	0,0087
Piso 3	0,0097	0,0059	0,0095	0,0065
Piso 4	0,0072	0,0035	0,0061	0,0034

En esta alternativa se tienen mejores derivas de piso en comparación con la anterior alternativa, pero por tener los muros dimensiones considerables, la cimentación de los mismos van a ser grandes lo que causará que se intercepten con los plintos de las columnas ya construidas, esto causará problemas constructivos.

Como se observa en la tabla 4.9, para esta alternativa no existen problemas por el efecto P-delta, ya que los índices de estabilidad de piso son reducidos.

4.3.3 Alternativa 3

Se considera 6 muros distribuidos en sentido "X" y 8 muros en sentido "Y", estos muros son de menor ancho pero son de mayor espesor, en comparación con las anteriores alternativas.

En la figura 4.10 y en la tabla 4.10, se muestra la distribución de los muros en planta y la deriva de piso e índice de estabilidad de piso para la presente alternativa.

Tabla 4.10. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso, alternativa 3.

Alternativa 3: [R=7]				
	Sentido X		Sentido Y	
	Drift: γ	θ	Drift: γ	Θ
Piso 1	0,0069	0,0067	0,0070	0,0061
Piso 2	0,0102	0,0084	0,0096	0,0071
Piso 3	0,0105	0,0072	0,0084	0,0052
Piso 4	0,0070	0,0039	0,0052	0,0027

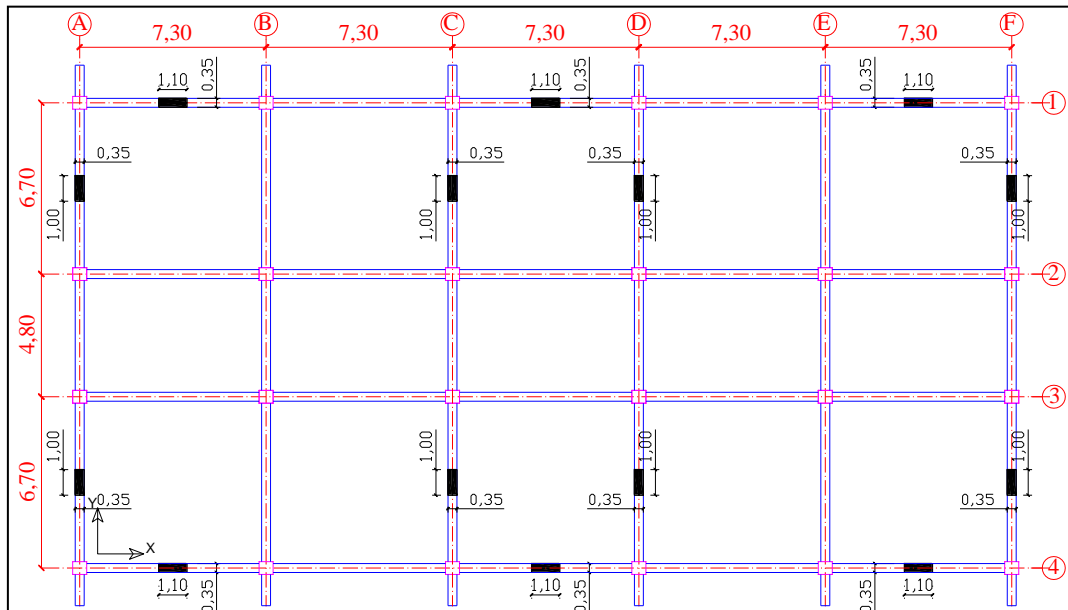


Figura 4.10 Distribución de los muros en planta, alternativa 3.

Se observa que las derivas máximas de piso, para la alternativa 3, son de 1% para los 2 sentidos, reduciendo así el nivel de daño de la estructura ante un evento sísmico. Para esta alternativa, se consideró un espesor de los muros de 35cm., con ancho menor que las anteriores alternativas; se aumentó el espesor de los muros debido a las vigas que tienen una base de 35cm.

De las alternativas anteriormente presentadas, se selecciona la tercera alternativa, por presentar las derivas de piso reducidas, y por tener dimensiones pequeñas de los muros de corte.

4.4 PARA LA ALTERNATIVA SELECCIONADA, DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE REFORZAMIENTO

Se presenta el reforzamiento de la estructura con muros de corte. Los muros de corte ayudan a que la estructura resista esfuerzos producidos por cargas laterales, como es el viento y el sismo, en este caso se las considera para resistir cargas laterales de sismo.

Para poder modelar la estructura, se la dividió en pórticos, asignando a cada pórtico las dimensiones de sus elementos y las cargas a las cuales va a estar sometidas.

Se hizo uso del software “ETABS”, para poder modelar los pórticos con los muros de corte. En la figura 4.11, se muestra la distribución de los muros en la estructura, con el uso del software “ETABS”.

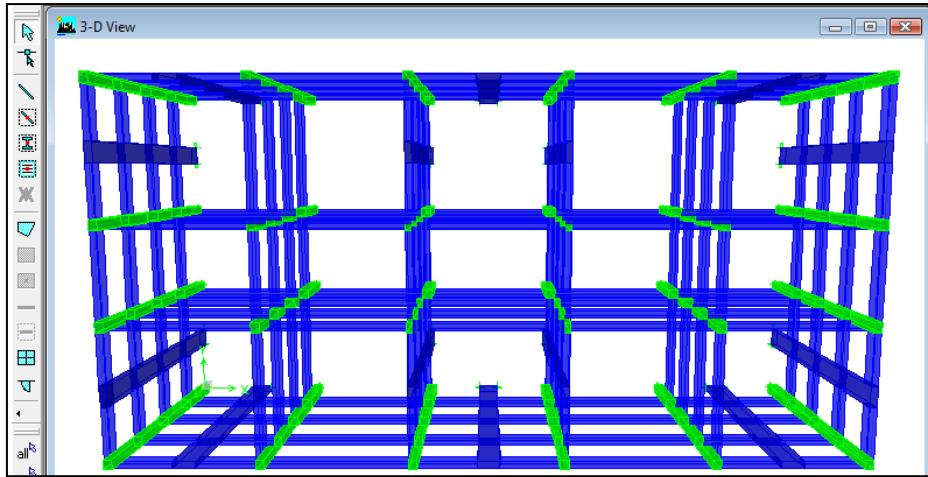


Figura 4.11 Uso de ETABS, Edificio Residencia.

Para poder tomar en cuenta las deformaciones por cortante en *ETABS*, se hace uso de elementos cáscara “Shell” y con la opción de placa gruesa “Thick Plate”.

A los muros se los consideró como placa gruesa debido a que la relación entre el ancho del muro con su espesor es menor a 20, por tal razón la deformación a corte no se puede despreciar en comparación con la deformación a flexión.

A los muros se los asignó como elementos “Pier” por que trabajan como columna, y con esta asignación el programa (*ETABS*) integra las fuerzas de cada uno de los elementos de área que lo conforman, y genera los diagramas de esfuerzo Axial, Cortante y Momento. Hernández E. (2008).

En la figura 4.12, se muestra la representación de los elementos “Pier”, y además la convención de signos asumida para los muros de corte.

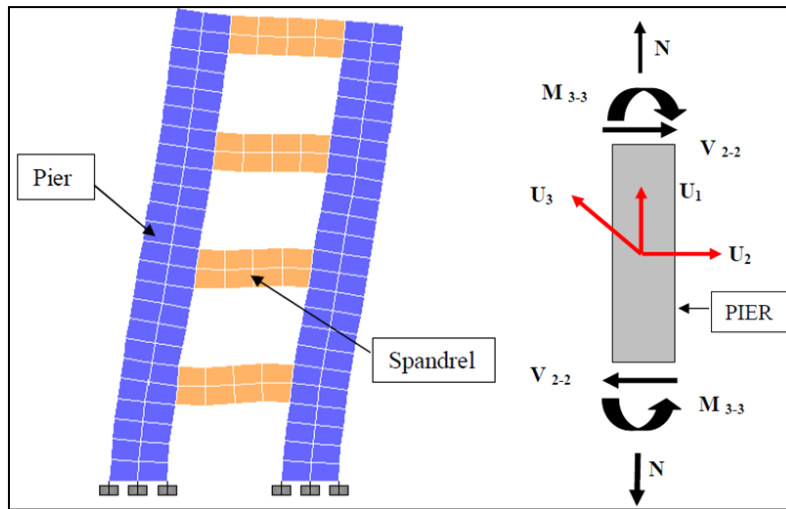


Figura 4.12 Elemento “Pier” y convención de signos, Hernández E. (2008).

Con los esfuerzos a los que están sometidos los elementos (obtenidos con “ETABS”), se realizó el diseño de los muros de corte.

En el diseño de los muros, por tener los muros las mismas dimensiones y estar sometidos a esfuerzos casi iguales, se seleccionaron 4 muros de diseño, como se muestra en la figura 4.13.

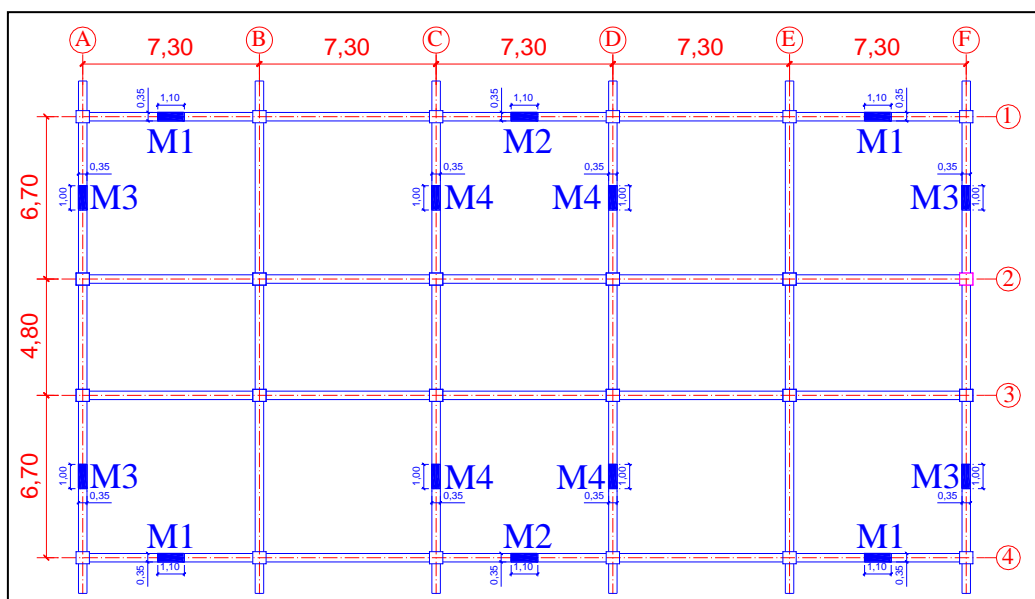


Figura 4.13 Distribución en planta de los muros de diseño.

4.4.1. Muros de corte

Los muros se los considera en 3 cuerpos, 2 de estos son los cabezales (extremos) y un cuerpo es la pantalla (centro), como se lo muestra en la figura a continuación.

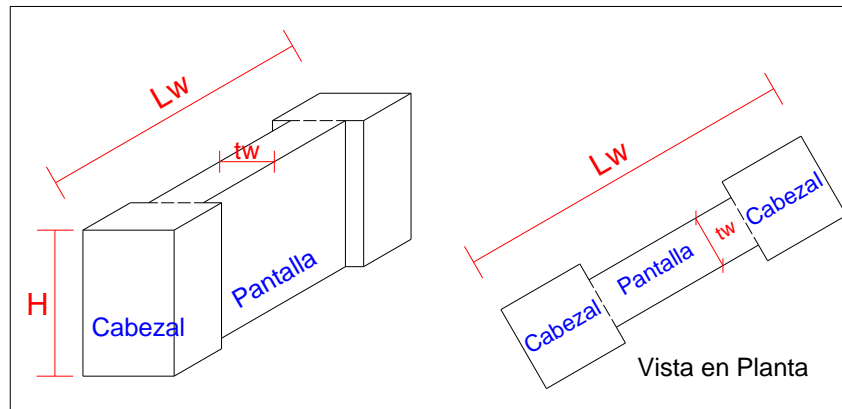


Figura 4.14 Cabezales y pantalla en muro de corte.

En el diseño sismorresistente se esperan deformaciones dentro del rango no lineal, por tal razón a los muros se los distribuyó en planta de manera simétrica para que no se altere el centro de rigidez de la estructura y no exista problemas de torsión. Si se utilizan pocos muros concentrándolos en lugar de distribuirlos, las demandas de ductilidad pueden resultar excesivas con la consecuente pérdida de resistencia, Caiza y Padilla (2007).

El muro de corte trabaja para resistir cargas laterales, y para las cargas verticales trabajan como si fuera una columna alargada.

Los muros propuestos se los considera como esbeltos debido a que la relación de su altura con su ancho es mayor que 2. Se describe a continuación los aspectos más importantes tomados en el diseño de los muros:

- Para que tengan una buena ductilidad el refuerzo a flexión se lo concentró en los extremos de los muros (cabezales).
- En los cabezales se concentró estribos cerrados a manera de columnas, para poder confinar el hormigón y reducir el efecto pandeo del refuerzo a flexión. Cabe mencionar que para los estribos en los cabezales, se revisó como armadura transversal por confinamiento; y de esta manera se evita perder la ductilidad cuando el acero llegue a tener deformaciones de endurecimiento.
- Para el refuerzo de flexión (longitudinal) en la pantalla se consideró poner armadura mínima, y para el refuerzo transversal de la misma, se lo revisó de acuerdo al ACI 318S-05 (Cap. 11.10).
- Como se está trabajando con muros esbeltos, el deslizamiento por cortante no es crítico, debido a la carga axial a la que están sometidos es considerable y al refuerzo vertical propuesto.

Se presenta el **Anexo 10**, donde está el diseño del muro “M1”, en el que se considera los aspectos anteriormente mencionados. Por tener el espacio limitado del presente documento no se presentan los diseños de los otros muros.

La estructura en estudio tiene 4 pisos, se realizó el cálculo de los muros por cada 2 pisos, por que en los pisos altos los muros tienen menor esfuerzo que en los pisos inferiores, pero por motivos de diseño el refuerzo en los pisos superiores son similares al refuerzos en los pisos inferiores.

Se revisó el diseño de los muros, comparando su capacidad con su demanda, con el uso del software “**CEINCI 1**”. Aguiar (2002). Con el “**CEINCI 1**” se

obtiene la gráfica Momento Curvatura, donde se observa la capacidad del elemento; y se lo compara con su demanda.

En la figura 4.15, se muestra la Curva Demanda vs Capacidad, del muro "M1", para el piso1. En el presente documento también se presentan las Curvas Demanda y Capacidad de los muros para los pisos 3y4, su comportamiento va a ser mejor que las curvas de los pisos inferiores, por estar sometidos a esfuerzos menores y por tener el refuerzo similar.

En el **Anexo 11**, se muestran las demás curvas de Demanda vs Capacidad de los otros muros, considerandos para el piso1 y el piso3.

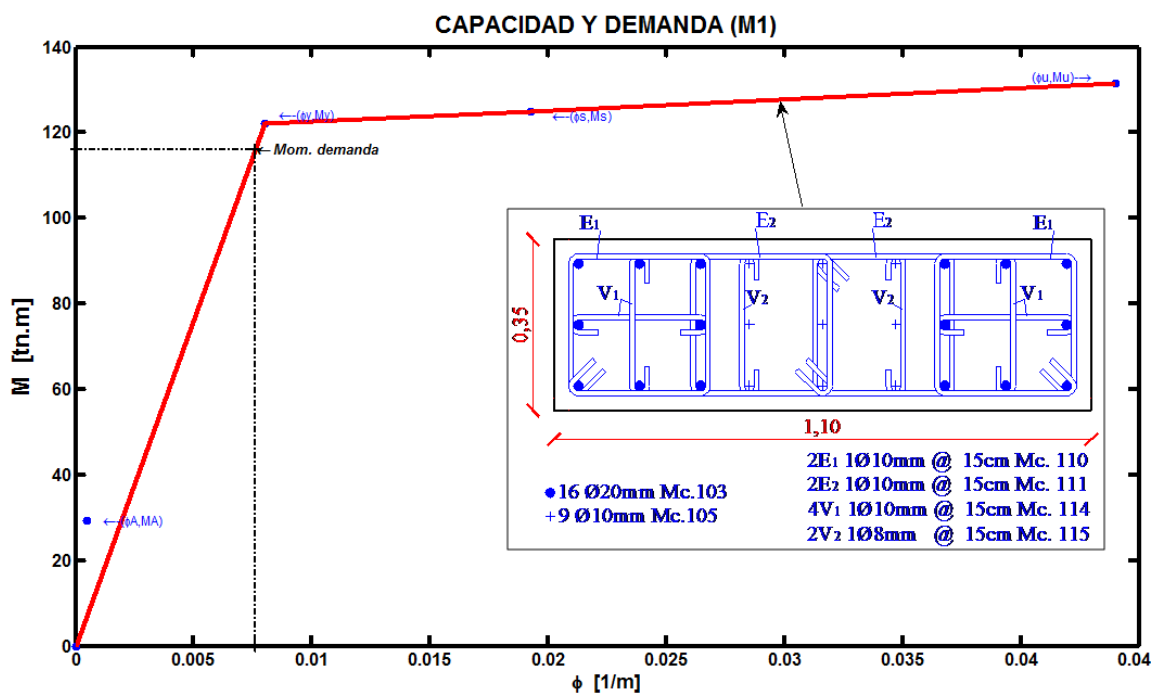


Figura 4.15 Curva de Capacidad y Demanda, Muro "M1", Piso1.

Como se observa en la Figura 4.14, y el **Anexo 11**, las curvas muestran que la demanda de los muros propuestos no sobrepasan el punto de fluencia (ϕ_y, M_y), por lo tanto el acero no sufrirá deformaciones importantes.

4.4.2. Cimentaciones de los muros de corte

El objetivo de las cimentaciones es de transmitir los esfuerzos de la superestructura hacia una superficie del suelo. Sus Funciones principales son: prevenir y controlar cualquier asentamiento primario o rotación excesiva además debe encargarse de proveer seguridad contra probables deslizamientos y volteos que puedan producirse en la superestructura.

El suelo es un elemento muy importante al momento de diseñar las cimentaciones pues va ser quien se va encargar de generar ciertos esfuerzos que harán que nuestro elemento de cimentación se comporte de tal forma que nuestra superestructura resista ciertas eventualidades sísmica, de viento entre otras. Por las características del suelo y de la estructura se puede obtener diferentes tipos de cimentaciones.

4.4.2.1. Tipos de Cimentaciones

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, posición del nivel freático y también de la magnitud de las cargas existentes. A partir de todos esos datos se calcula la capacidad portante, que junto con la homogeneidad del terreno aconsejan usar un tipo u otro diferente de cimentación. Siempre que es posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar.

Cuando por problemas con la capacidad portante o la homogeneidad del mismo no es posible usar cimentación superficial se valoran otros tipos de cimentaciones como las cimentaciones profundas. Para nuestro proyecto de tesis se ha considerado especialmente *plintos aislados* y *vigas de cimentación*.

4.4.2.1.1. Plintos Aislados: Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son las columnas; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite.

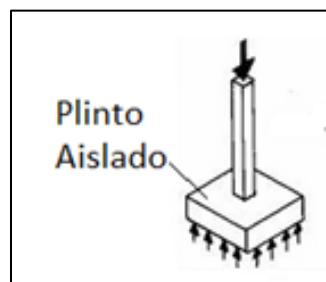


Figura 4.16 Plintos aislados.

4.4.2.1.2. Vigas de Cimentación: Se las emplea cuando los momentos de demanda son bastante grandes. Estas vigas de cimentación permiten unir linealmente la cimentación de varias columnas o muros, lo que permite distribuir de una mejor manera los esfuerzos producidos en el suelo.

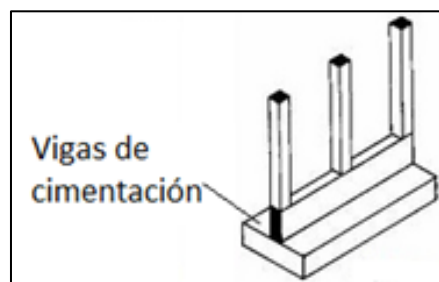


Figura 4.17 Viga de Cimentación

4.4.2.2. Criterios para el diseño de plintos

A continuación se muestran los aspectos más importantes usados en el diseño de los plintos.

- Los esfuerzos en el suelo no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles bajo condiciones de carga sin factores de mayoración.
- Cuando las combinaciones de carga incluyan el efecto de solicitaciones eventuales como sismos y viento, los esfuerzos admisibles pueden incrementarse en un 33%.
- El recubrimiento mínimo para el hierro, cuando el hormigón es fundido en obra en contacto con el terreno, es de 7 cm, como se lo muestra en la figura a continuación.

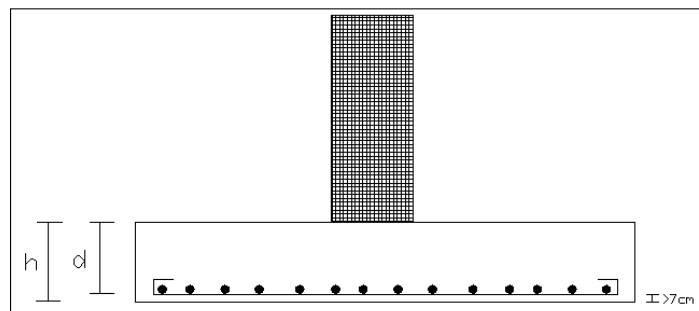


Figura 4.18 Recubrimiento Mínimo en Plintos

- Los plintos deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes en cada dirección independientemente, también llamado corte de “viga ancha”; tomando como sección crítica a una distancia **d** desde la cara de las columnas o elementos verticales hacia el extremo libre del plinto como se lo muestra en la figura 4.19.

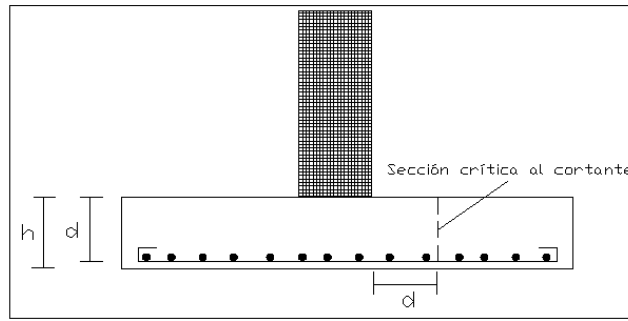


Figura 4.19 Sección Crítica al cortante en plintos

- Los plintos deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes de punzonamiento (Corte bidireccional), tomando como sección crítica a aquella que se ubica a una distancia $d/2$ alrededor del elemento vertical de carga (columna, muro de corte, etc.) hacia el extremo libre del plinto.

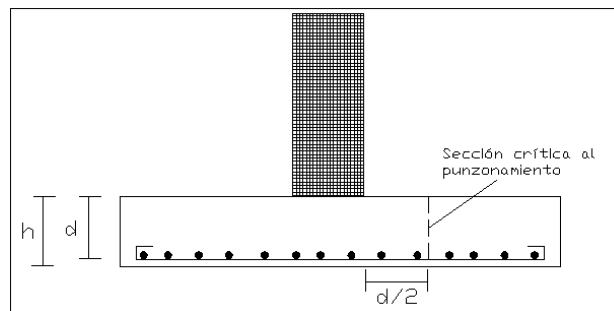


Figura 4.20 Sección Crítica al punzonamiento en plintos

- La sección crítica de flexión en una dirección se ubicará en las caras de los elementos verticales de carga.

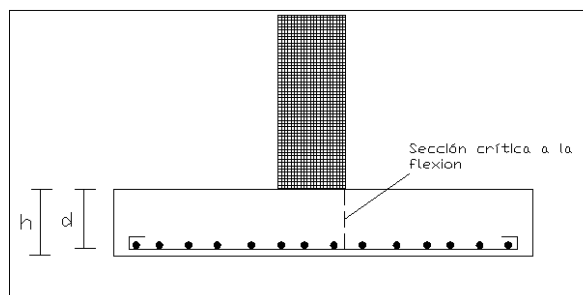


Figura 4.21 Sección Crítica a la flexión en cimentaciones de Hormigón Armado

4.4.2.3. Las cadenas de amarre como elementos de cimentación

Según el artículo “Elementos de Cimentación” publicado en la Cámara de Construcción de Quito por *Jorge Valverde B. Ing. Civil, Msc. en el año de 1997*, se puede transmitir el 40% del momento que genera la columna hacia la cadena de amarre y el otro 60% hacia la cimentación.

Para demostrar lo anterior descrito se consideró una zapata rígida, ya que este tipo de cimentación es el más utilizado en estructuras de baja y mediana altura. Es sabido que la distribución de las presiones de contacto no son uniformes debido a la no uniformidad del suelo, por lo que dependiendo del tipo de suelo esta distribución puede tener cualquiera de las formas siguientes.

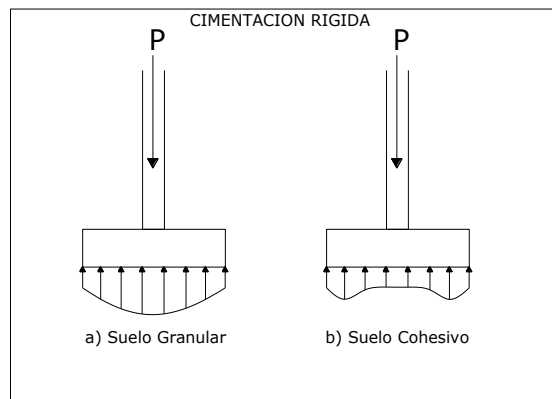


Figura 4.22. Presiones de Contacto, Valverde J. (1997)

La teoría de Winkler supone que el suelo está conformado por un gran colchón de resortes, cada uno con rigidez K_s , conocida como módulo de reacción de la subrasante o coeficiente de balasto. Dentro de la aplicación de esta teoría se calcula el parámetro λL , que representa la longitud elástica de la viga o de la zapata. Si este valor es mayor que π , entonces la zapata tendrá un comportamiento elástico caso contrario será rígida. Otro criterio de rigidez

aceptado para zapatas aisladas es aquel que relaciona el ancho de la zapata con el ancho de la columna, según lo muestra la siguiente relación.

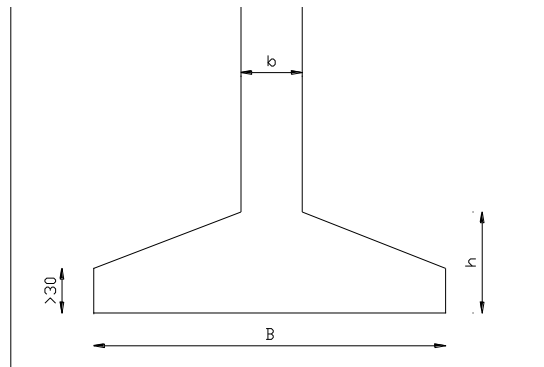


Figura 4.23. Zapata de Hormigón Armado, Valverde J. (1997)

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05\text{m} \quad (4.1)$$

Los modelos empleados en el estudio cumplen con esta recomendación para garantizar el comportamiento rígido de la zapata y medir un diagrama trapezoidal de presiones de contacto. Además de las zapatas fueron diseñadas por cortante punzonamiento y flexión.

Tipo de suelo: El suelo de soporte de las zapatas fue una arena común, previamente secada y retenida en la malla No. 30. El propósito fue de contar con un suelo uniforme y ligeramente deformable.

Dimensiones: La distancia entre columnas adoptada y escalada fue de 6 metros, las alturas de las columnas 3 metros, la sección cuadrada de ellas 40 cm. de lado y la zapata 3m por lado. La escalada empleada fue de 1:10. Las secciones de cadenas utilizadas fueron de 20x20 y de 20x40 milímetros. Las cadenas se colocaron a dos alturas desde la cara superior de la zapata: 15 y 30cm. Las cadenas se colocaron en una dirección paralela a la excentricidad

aplicada, a uno y dos de la columna. Las cargas aplicadas, vía máquina de compresión eléctrica, alcanzaron un máximo de 5 KN, la cual se traduce en un esfuerzo máximo de hasta 21T/m^2 .

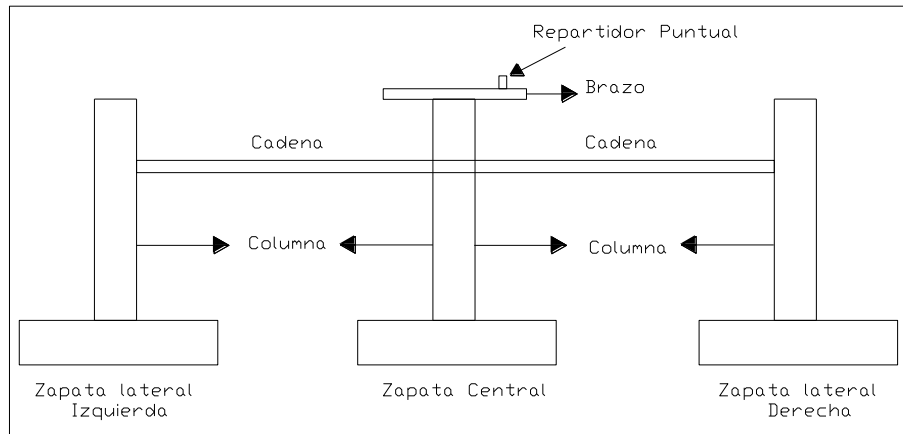


Figura 4.24. Esquema de modelación: las excentricidades estuvieron siempre en el tercio medio de la cimentación, Valverde J. (1997)

Los modelos presentaron resultados satisfactorios ya que las correlaciones entre los esfuerzos medidos y los calculados teóricamente como un nudo son aceptables. Las figuras siguientes muestran algunos de los diagramas con los esfuerzos medidos y los calculados.

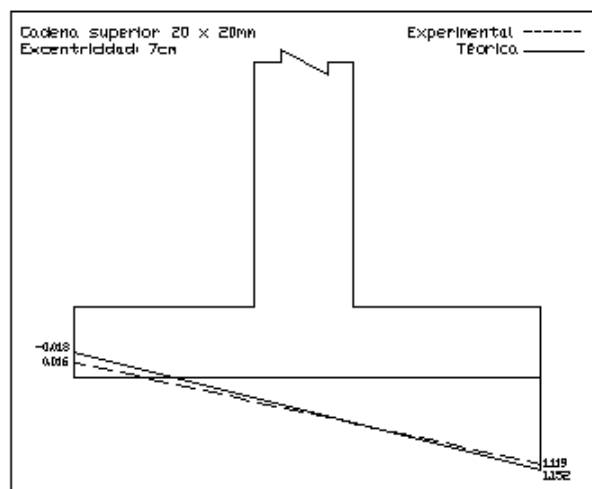


Figura 4.25. Diagrama de Esfuerzo 1, Valverde J. (1997)

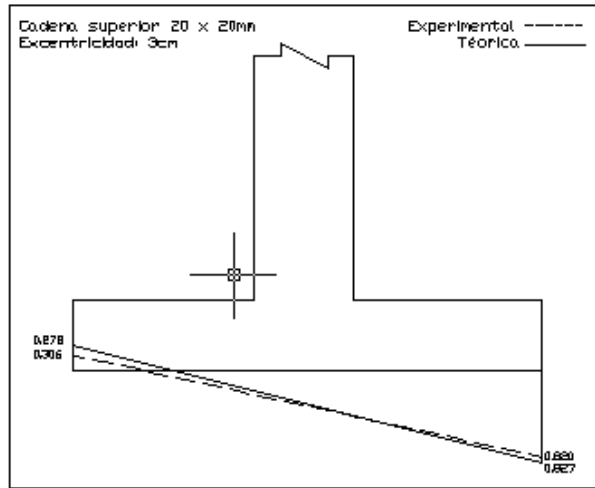


Figura 4.26. Diagrama de Esfuerzo 2, Valverde J. (1997)

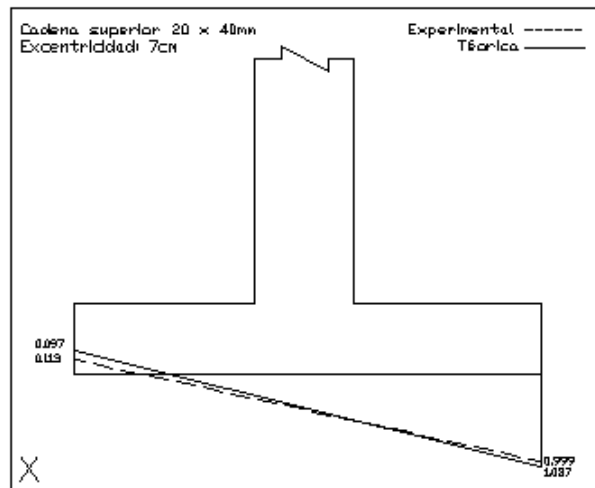


Figura 4.27. Diagrama de Esfuerzo 3, Valverde J. (1997)

Las distribuciones de presiones cumplen con las relaciones de excentricidad; a medida que se aumenta la excentricidad disminuye el esfuerzo mínimo mientras que el esfuerzo máximo aumenta. En la mayor excentricidad aplicada no se producen esfuerzos negativos aunque son muy bajos y cercanos a cero. Esto se explica por el acomodamiento que sufren las partículas de suelo. En especial de los suelos granulares. Esto a su vez puede generar una redistribución de presiones bajo la zapata. Definitivamente se puede apreciar que la presencia de las cadenas es importante en la distribución de las

presiones sobre el suelo. La posición de las cadenas así como su rigidez y dimensiones son claves en la absorción de momentos en el pie de la columna.

Las cadenas de amarre colocadas en la parte superior absorben mayor momento con respecto a aquellas colocadas en la parte inferior. Queda establecido que la altura de la ubicación de las cadenas de amarre es un factor que influye en la rigidez de la columna, ya que a mayor altura la rigidez es menor lo que origina que el momento actuante en la zapata sea menor, pero tampoco las cadenas anulan completamente los efectos de la excentricidad.

4.4.2.4. Análisis de Presiones vs. Excentricidad

Si tenemos una zapata rígida sujeta a una carga P aplicada con una excentricidad en una dirección (Figura 4.26.) Tenemos dos situaciones:

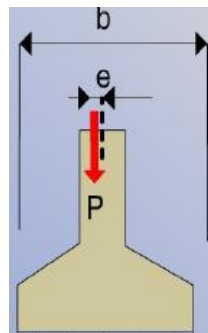


Figura 4.28 Zapata rígida sujeta a una carga P

Situación 1: Si la excentricidad es menor o igual que un sexto del ancho de la zapata b , hay compresión bajo toda la zapata y la representación gráfica de las presiones del suelo será un trapecio, tal como indica la Figura 4.29.

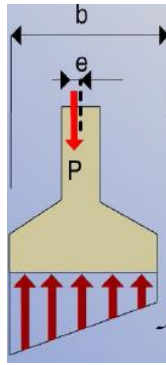


Figura 4.29 Excentricidad menor a b/6

Es aplicable la fórmula general de flexo-compresión según la cual la presión máxima q_{\max} , en un extremo de la zapata resulta:

$$q_{\max} = \frac{P}{b} \pm \frac{6 \cdot P \cdot e}{b^2} \quad (4.4.)$$

Situación 2: Si la resultante se sale del tercio medio de la base b es decir si la excentricidad es mayor que un sexto del ancho de la zapata q_{\min} tendrá un valor negativo pues significaría que en la parte posterior de la base se genera un esfuerzo de extensión que, sin existir ningún elemento entre el suelo y la zapata que absorba esa tensión, produciría la separación de las superficies en contacto y desaparecería esta presión negativa transformándose un incremento de la presión positiva hacia delante para así mantener el equilibrio del sistema.

La figura 4.30, muestra la distribución de la presión para este caso y se la fórmula de la presión máxima.

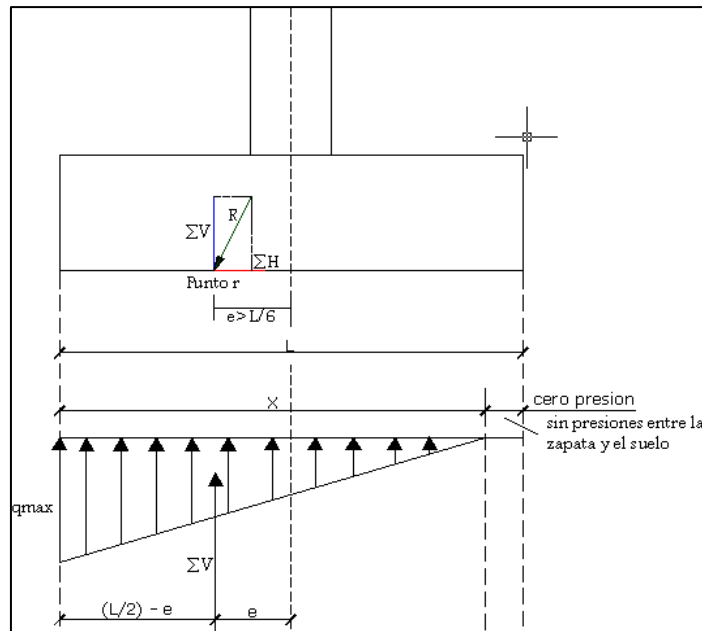


Figura 4.30 excentricidad mayor a $b/6$, Valverde J. (1997)

$$q_{\max} = \frac{2 * \Sigma V}{3 * B * (L/2 - e)} \quad (4.5.)$$

Para mostrar a detalle la aplicación de los conceptos anteriormente mencionados se presenta el **Anexo 12**, con el cálculo de diseño del plinto para el muro 1 del edificio residencia ESPE.

CAPÍTULO V

VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURA DE TRES PISOS

5.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La edificación en estudio es perteneciente a la Empresa “FIRMESA”, se encuentra ubicada en la provincia de Pichincha, Cantón Quito, Av. 6 de Diciembre (Una cuadra al norte de la Colón), Calle Leonidas Batallas , No. 175 E9-28.



Figura 5.1 Ubicación del Edificio “FIRMESA”.
(Fuente: Google Earth 2010).

La actividad que realiza FIRMESA, es la venta de UPS, Fuentes de energía ininterrumpible, reguladores y acondicionadores de voltaje, Baterías selladas

libres de mantenimiento, Construcción de Redes, Diseño, Construcción y equipamiento de DATACENTER, etc.

El Edificio de FIRMESA tiene 3 bloques estructurales, de los cuales, solo se va a realizar el estudio de 1 bloque. En las figuras 5.2 y 5.3, se indican el bloque estructural en estudio, que tiene 3 pisos.

En la figura 5.3, se aprecia la junta de construcción, con relación al bloque 2.



Figura 5.2 Vista del Bloque Estructural en estudio.

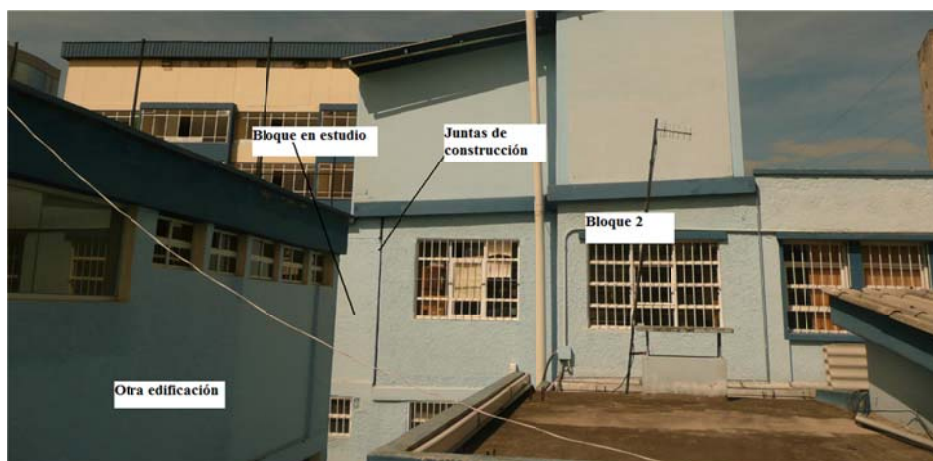


Figura 5.3 Junta de construcción y Bloque en estudio.

En la figura 5.4, se puede ver que el bloque en estudio, aparte del bloque 2, tiene un pequeño bloque adjunto de 2 pisos, el cual le rodea a nuestro bloque en 2 lados.



Figura 5.4 Bloque adjunto (2 pisos).

En la figura 5.5, se aprecia la vista en planta del piso1 (Bodega), en la que se indica la existencia del bloque adjunto (2 pisos) que se encuentra adherido al bloque en estudio y la distribución de los ejes.

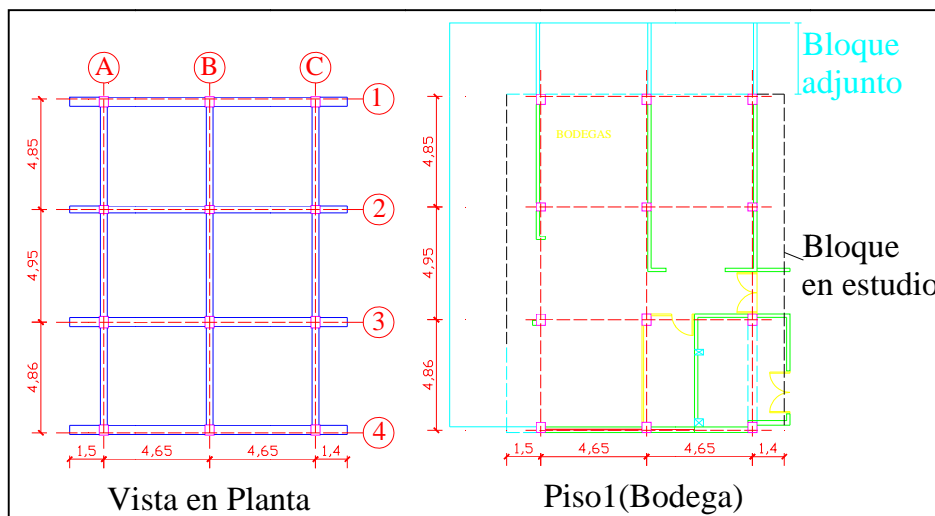


Figura 5.5 Vista en Planta General y Vista en Planta (Piso1).

5.1.1 Descripción Estructural

El bloque estructural tiene 4 ejes de columnas en sentido X, (número mínimo de líneas resistentes) y 3 ejes de columnas en sentido Y, (menos de lo mínimo de acuerdo al ATC, 1995). Por lo tanto, desde el punto de vista de la redundancia estructural el bloque tiene un factor menor a la 1, lo que le hace vulnerable a la acción sísmica. Mientras más ejes de columnas se tengan en un edificio es mejor. Aguiar (2007).

Para la obtención de las dimensiones de los elementos estructurales, se tuvo que realizar un levantamiento de la estructura; en la visita se determinó que las vigas se encuentran perdidas en las losas, y este no es un parámetro recomendado en zonas sísmicas.

En la figura 5.5, se observa la distribución de los ejes, la cual es usada para la identificación de los pórticos. En la figura 5.6, se presenta las dimensiones del pórtico 1 y 2; en la figura 5.7, se presenta las dimensiones del pórtico A y B.

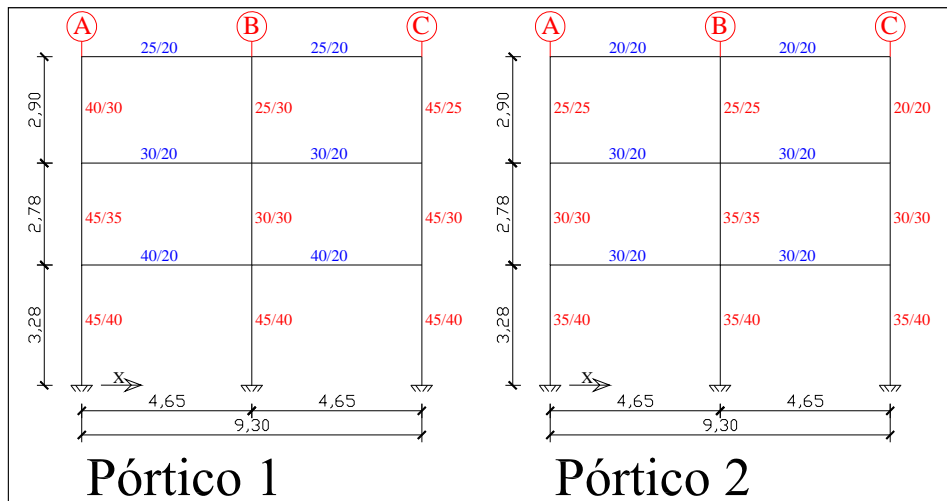


Figura 5.6 Pórtico 1 y Pórtico 2, Sentido "X".

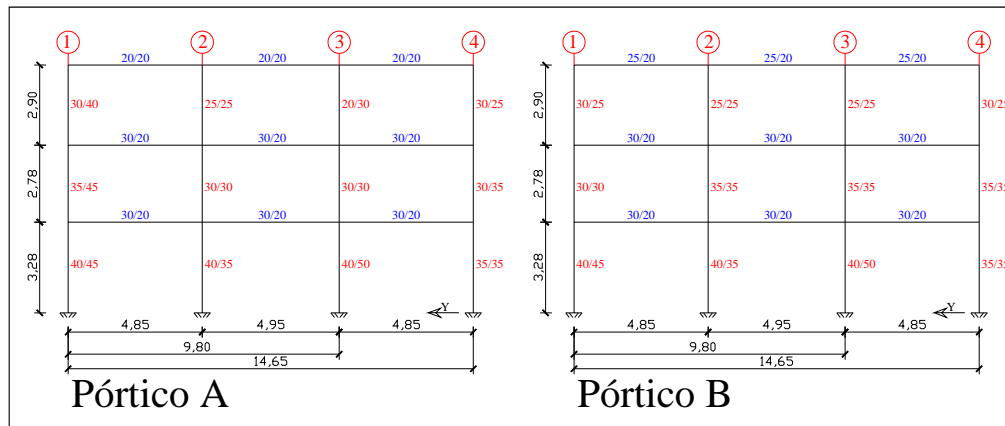


Figura 5.7 Pórtico A y Pórtico B, Sentido “Y”.

En las figuras 5.6 y 5.7, se observa que las luces son considerables para las dimensiones de las columnas. En la tabla 5.1, se presentan las dimensiones de las vigas y columnas para cada uno de los pisos.

Tabla 5.1. Dimensiones de las vigas y columnas, Edificio “FIRMESA”.

	Dimensiones								
	Columnas						Vigas		
	(cm x cm)	(cm x cm)	(cm x cm)	(cm x cm)	(cm x cm)	(cm x cm)	(cm x cm)	(cm x cm)	(cm x cm)
Primer piso	(45 x 40)	(35 x 40)	(50 x 40)	(35 x 35)				(40 x 20)	(30 x 20)
Segundo piso	(45 x 35)	(30 x 30)	(45 x 30)	(35 x 35)	(30 x 35)			(30 x 20)	
Tercer piso	(40 x 30)	(25 x 30)	(45 x 25)	(25 x 25)	(20 x 20)	(30 x 20)	(40 x 25)	(25 x 20)	(20 x 20)

En la tabla 5.2, se presentan la carga muerta y viva para cada piso; para la carga viva se considera el 25% de la misma, ya que este porcentaje representa la probabilidad que existe en que exista personas laborando en el edificio y que exista un evento sísmico. Aguiar (2008).

Se presenta el **Anexo 14**, en el cual se indica el análisis de cargas verticales realizado para obtener los valores de la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Carga muerta y viva considerados, Edificio “FIRMESA”.

	Carga	
	Muerta	Viva
	(T.)	(T.)
Primer piso	116,27	9
Segundo piso	110,23	9
Tercer piso	121,51	9

5.1.2 Calidad del hormigón

Para obtener la resistencia a compresión del hormigón, se hizo uso del esclerómetro. El procedimiento es el mismo que se usó en el anterior capítulo (Cap. 4.1.2), por lo que se omite la explicación y solo se muestra los resultados en la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Resultados obtenidos con el esclerómetro, Edificio “FIRMESA”.

Golpes	PISO 1				PISO 2		PISO 3		
	A 1	B3	A4	C1	C3	A1	C2	A3	
1	2,5	2	2,6	2,4	3	2,9	2	1,4	
2	2,8	2	2,6	2,7	2,9	2,8	2,1	1,6	
3	2,8	1,7	2,5	2,6	3	3	1,9	1,8	
4	2,8	2	2,8	2,4	3	2,8		1,6	
5	2,6	1,8	2,7	2,7	2,8	2,9	2		
6	2,9	1,8	2,8	2,5	3	2,9	2,2	1,4	
7	2,7	1,6	2,7			2,7	2,4	1,6	
8	2,6	1,8		2,5	3	2,8	2,2	1,4	
9	2,6		2,2	2,5	3	2,8	2,3	1,8	
10	2,6	2	3	2,6	2,8	2,8	1,7	1,6	
11		2	2,9		3	2,6		1,4	
12	2,40	1,80		2,50	2,90		1,80	1,40	
Promedio	2,66	1,86	2,68	2,12	2,95	2,82	2,06	1,55	
Resistencia	18	10	18	11	23	21	11	10	Mpa
	183,6	102	183,6	112,2	234,6	214,2	112,2	102	Kg/cm ²
Resistencia global	155,55								Kg/cm ²

Se obtuvo una resistencia promedio de $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, lo que demuestra la baja calidad del hormigón. En la zona sísmica 4 se recomienda tener resistencia de 210 kg/cm^2 , porque se tiene una aceleración de $0,4g$ (g es la gravedad); por la calidad del hormigón, la estructura va a sufrir gran daño ante un evento sísmico.

5.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA

Por la característica del suelo se consideró un perfil de suelo S2, la estructura por estar ubicada en Quito se tiene un valor $A_0 = 0,4g$ (aceleración máxima del suelo), donde A_0 es estipulado por el CEC-2000 y fue obtenido para un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10%. Aguiar (2008).

De la visita realizada a la edificación, se observó lo siguiente:

- No existen juntas de construcción apropiadas (poca separación) entre los bloques,
- Los ejes del bloque en estudio no concuerdan con los ejes del bloque 2 (no siguen la misma alineación),
- La losa del tercer piso tiene una capa de enlucido de 5 cm ubicado en la parte inferior de la losa, lo que crea un peso adicional al tercer piso,
- Hay la existencia de grietas visibles, en el tercer piso; se lo muestra en el **Anexo 13**,
- Existe un bloque adjunto a la edificación en estudio, y se observa que ambos bloques no tienen las losas a un mismo nivel. De tal manera que

en un sismo de moderada intensidad al tener junta pequeña y al estar a diferente altura, estas van a chocar y causar daño a nivel de columnas,

- Por tener un bloque adjunto en los dos primeros pisos del bloque en estudio, no existe continuidad de paredes a lo alto del edificio en estudio,
- En el último piso existen columnas de “20x20 cm” y de “25x25 cm”, las cuales no cumplen con lo recomendado por el CEC-2000.

Por las observaciones anteriormente mencionadas, se estima que el factor de reducción de fuerzas sísmicas es de 3 ($R=3$); el factor R usado es bajo debido a su ductilidad, sobre resistencia y sobre redundancia; por lo cual la estructura es vulnerable.

Teniendo en cuenta cada uno de los parámetros mencionados, se procedió a realizar el análisis sísmico espacial usando el método de superposición modal para poder obtener parámetros importantes como deriva de piso, fuerzas sísmicas en cada uno de los pórticos, desplazamientos, índices de estabilidad de piso.

5.2.1 Análisis sísmico en sentido “X”

Con el análisis sísmico realizado, en la tabla 5.4 se presenta las fuerzas laterales aplicadas en el centro de masas, como también los giros y desplazamientos inelásticos.

En la figura 5.8, se muestra la ubicación y orientación de los grados de libertad, siendo los tres primeros los desplazamientos horizontales en sentido “X” de cada piso.

Tabla 5.4. Resultados obtenidos en el centro de masas, sentido “X”.

Grado de Libertad	Fuerzas laterales y momentos, sin torsión accidental (T.)	Fuerzas laterales y momentos, con torsión accidental (T.)	Desplazamientos y giros inelásticos (m.)
1	15,0710	16,315	0,0595
2	6,5854	7,0877	0,1652
3	30,9213	33,4115	0,3027
4	0,2954	0,2954	0,0008
5	0,0982	0,0982	0,0023
6	0,5256	0,5256	0,0045
7	0,00	0,00	0,0005
8	0,00	0,00	0,0007
9	0,00	0,00	0,0010

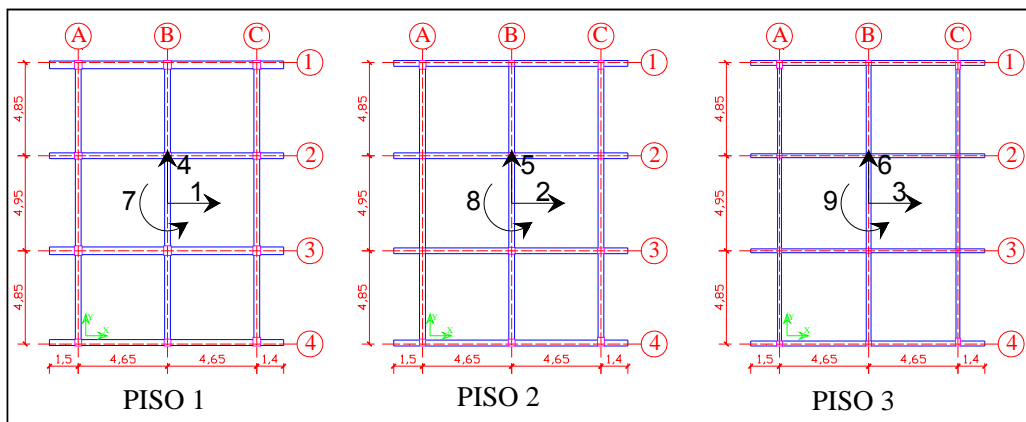


Figura 5.8 Ubicación y distribución de los grados de libertad (3 pisos).

Se observa en la tabla 5.4, existe un desplazamiento lateral máximo probable de 30cm en el último piso, valor grande lo que demuestra que la estructura es muy flexible.

Para conocer el nivel de daño en la estructura, en la tabla 5.5 se muestran las derivas de piso obtenidas, a nivel del centro de masas.

Tabla 5.5. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso, sentido “X”.

Piso	Deriva de piso γ	Índice de estabilidad de piso θ
1	0,0181	0,0968
2	0,0380	0,0782
3	0,0474	0,0617

Se observa que la deriva máxima de piso es de 4,7%, lo cual es alto. Por las condiciones actuales de la estructura y al presentarse un evento sísmico como es el especificado por el CEC-2000 el bloque estructural se cae.

Con la deriva máxima de piso obtenida, entramos a la tabla de Niveles de daño propuestos por Ghobarah *et al* (tabla 4.5), el daño es completo, con grietas mayores a 2mm.

5.2.2 Análisis sísmico en sentido “Y”

De igual manera que en el análisis en sentido “X”, se realizó el mismo procedimiento, y a continuación se presentan los datos obtenidos:

Tabla 5.6. Resultados obtenidos en el centro de masas, sentido “Y”.

Grado de Libertad	Fuerzas laterales y momentos, sin torsión accidental (T.)	Fuerzas laterales y momentos, con torsión accidental (T.)	Desplazamientos y giros inelásticos (m.)
1	0,2894	0,2894	0,0009
2	0,1159	0,1159	0,0025
3	0,514	0,514	0,0047
4	15,6577	16,3563	0,0534
5	6,8938	7,3745	0,1517
6	31,8335	32,7822	0,2817
7	0,00	0,00	-0,0001
8	0,00	0,00	-0,0003
9	0,00	0,00	0,0000

Tabla 5.7. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso, sentido “Y”.

Piso	Deriva de piso γ	Índice de estabilidad de piso θ
1	0,0163	0,0858
2	0,0353	0,0733
3	0,0448	0,0595

Se observa en las tablas 5.5 y 5.7, la deriva máxima de piso en ambos sentidos es alta, lo que generará golpeteo con los otros bloques estructurales y gran daño en el mismo.

En el análisis realizado se comprobó que la estructura tiene mayor rigidez en sentido “X” que en el sentido “Y”, esto se debe a que existen 4 ejes en el sentido “X” y 3 ejes en el otro sentido.

Con los datos obtenidos, se observa que existe una deriva máxima de piso similar en ambos sentidos, por lo tanto se puede decir que la estructura tiene una deriva máxima de piso promedio de 4.5%, lo cual es perjudicial por el nivel de daño que representa.

Con el análisis realizado, se determina que la estructura en estudio es vulnerable, ya que ante un sismo como el estipulado en el CEC-2000, la edificación colapsa, además con la presencia de un evento sísmico de menor intensidad la estructura sufrirá gran daño, por lo cual se debe realizar un reforzamiento en la estructura analizada.

5.3 PRESENTACIÓN DE TRES ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO A NIVEL DE DERIVA DE PISO

Una vez realizado el análisis del estado actual de la estructura se realizó el estudio de varias alternativas para poder reforzar la estructura y también para poder construir un piso adicional en la parte superior del edificio.

El objetivo de las alternativas consideradas de reforzamiento de la estructura en análisis, es la de generar mayor rigidez de la estructura en sentido “X” y “Y”, colocando muros de corte, para que de esta manera la deriva de piso sea menor y la estructura no presente daños ante un evento sísmico.

Para el piso adicional (Piso 4), las dimensiones de sus elementos se las consideró como las del tercer piso, con una altura de 3m.; a continuación se muestran las diferentes alternativas consideradas.

5.3.1 Alternativa 1, Estructura con 4 pisos

Para la alternativa presentada, se considera 8 muros perimetrales distribuidos como en la figura 5.9, además se presenta la tabla 5.8, donde se indican las derivas de piso (columna 2 y 4) y también el índice de estabilidad de piso (columna 3 y 5) para la presente alternativa.

Tabla 5.8. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso, Alternativa 1.

<i>Alternativa 1: [R=5]</i>				
	<i>Sentido X</i>		<i>Sentido Y</i>	
	Drift: γ	Θ	Drift: γ	Θ
Piso 1	0,0086	0,0457	0,0068	0,034
Piso 2	0,0164	0,0646	0,0139	0,049
Piso 3	0,0188	0,0247	0,0168	0,021
Piso 4	0,0172	0,0145	0,0169	0,014

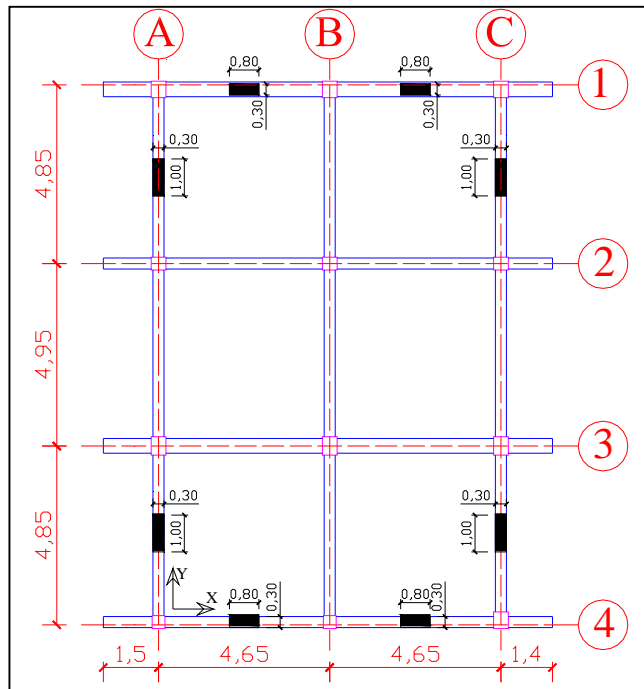


Figura 5.9 Distribución de los muros en planta, Alternativa 1.

Se observa en la tabla 5.8, que existen derivas de piso menores con relación a los datos obtenidos de la estructura, pero se desecha esta alternativa ya que si se la toma en cuenta para la construcción de los muros perimetrales, se tendría que atravesar 2 vigas para 4 muros en el piso 1, esto se debe a que el bloque adjunto de 2 pisos tiene la losa a un nivel inferior que la losa del bloque en estudio.

5.3.2 Alternativa 2, Estructura con 4 pisos

Se propuso 7 muros internos, de los cuales 3 están en sentido “X” y son más grandes en comparación con los otros debido a que se quiere generar mayor rigidez en sentido “Y”, como se lo muestra en la figura 5.10.

A continuación se presenta en la tabla 5.9 los resultados obtenidos para la presente alternativa.

Tabla 5.9. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso, Alternativa 2.

Alternativa 2: [R=5]				
	Sentido X		Sentido Y	
	Drift: γ	θ	Drift: γ	θ
Piso 1	0,0087	0,0433	0,0061	0,0294
Piso 2	0,0172	0,0609	0,0127	0,0407
Piso 3	0,0203	0,024	0,0151	0,0175
Piso 4	0,0196	0,0153	0,0152	0,0118

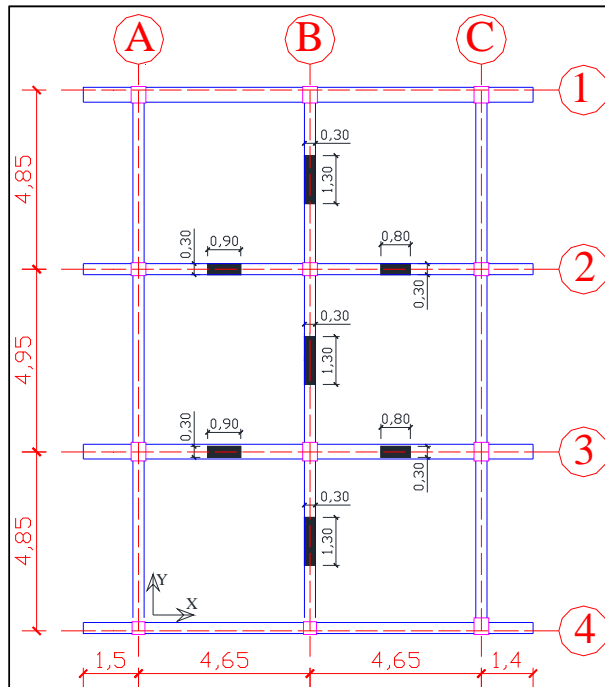


Figura 5.10 Distribución de los muros en planta, Alternativa 2.

Como se observa en los reportes, la deriva de piso en sentido “Y” es del 2%, lo cual indica que es alta, pero en sentido “X” es más baja que la anterior alternativa; por tener una alta deriva de piso se desecha esta alternativa y se muestra otra a continuación.

5.3.3 Alternativa 3, Estructura con 4 pisos

Se propone 7 muros internos, como se lo muestra en la figura 5.11, con dimensiones más grandes en comparación a las anteriormente presentadas; y los resultados obtenidos se los presenta en la tabla 5.10.

Tabla 5.10. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso, Alternativa 3.

Alternativa 3: [R=5]				
	Sentido X		Sentido Y	
	Drift: γ	Θ	Drift: γ	θ
Piso 1	0,0054	0,0208	0,0049	0,0217
Piso 2	0,0114	0,0229	0,0103	0,0273
Piso 3	0,0139	0,0107	0,0125	0,0123
Piso 4	0,0143	0,0081	0,0128	0,0088

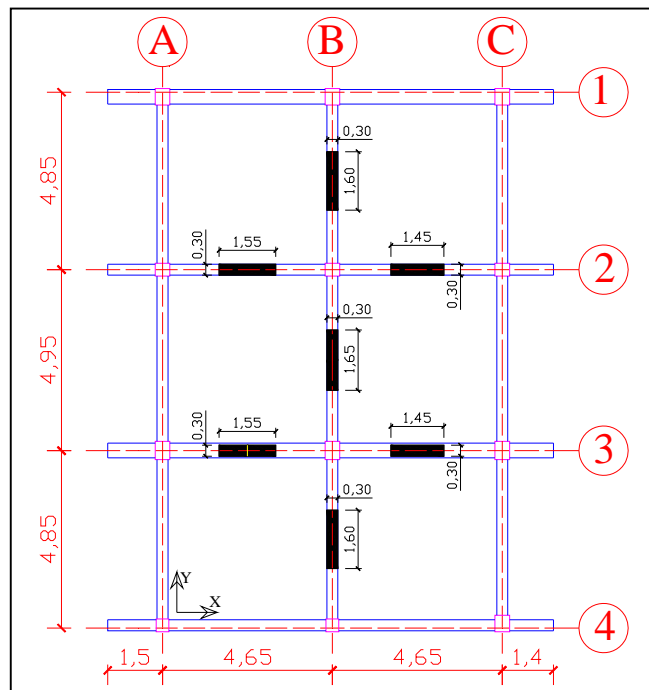


Figura 5.11 Distribución de los muros en planta, Alternativa 3.

Con este reforzamiento propuesto, se aprecia que el *drift* en ambos sentidos es menor a 1.5%, tabla 5.10, con lo cual se disminuye el daño ante un sismo como lo es el del código (CEC-2000).

5.4 PARA LA ALTERNATIVA SELECCIONADA, DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE REFORZAMIENTO

La alternativa 3 es la seleccionada para realizar el reforzamiento de la estructura. Con el refuerzo propuesto y con un sismo extremadamente severo la estructura espera daño pero este va a ser mínimo, por tener una menor deriva de piso que las alternativas anteriormente mostradas.

De la presente alternativa, se presentan los siguientes aspectos:

- En esta opción se consideró que la estructura tiene 4 pisos (originalmente tiene 3 pisos).
- Las columnas B2,B3,C2,C3, por ser de sección pequeña (no cumple requerimiento del código), se las debe encamisar para que las mismas sean de mayor sección y se eleve la capacidad sísmica resistente.
- Se realizó el cálculo estructural para el piso 4 en proyección.
- Para obtener los esfuerzos a los que están sometidos los elementos de la estructura, se usó el software “**ETABS**”, en el cual se realizó el análisis de cada uno de los pórticos considerando los muros dentro de los mismos, como se muestra a continuación:

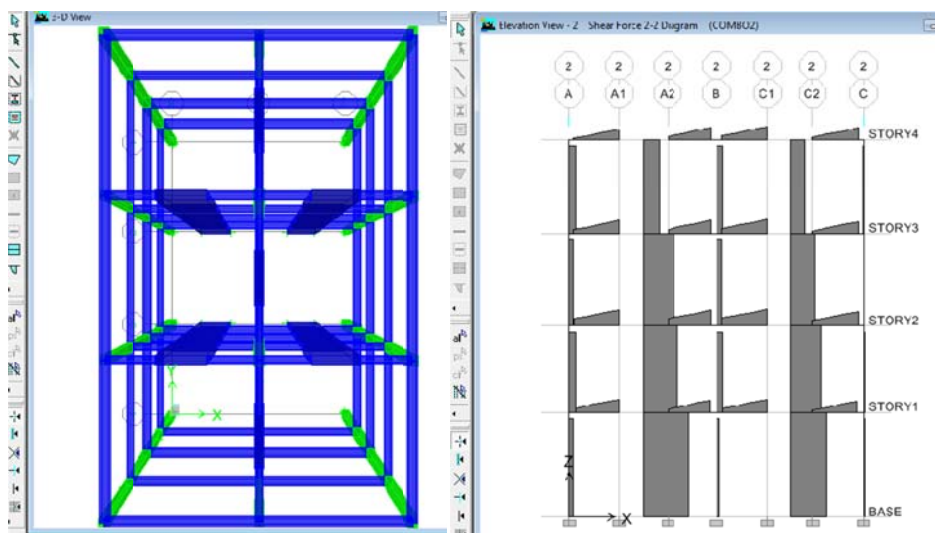


Figura 5.12 Uso de “ETABS” y Diagrama de corte Pórtico 2, Edificio FIRMESA.

5.4.1. Muros de corte

Para de los muros de corte, se hacen las mismas consideraciones tratadas anteriormente en el capítulo 4.4.1.

Existen 7 muros para la alternativa seleccionada, de estos se seleccionaron 4 muros de diseño, es decir se seleccionó 4 grupos: “M1 – M3”, “M2”, “M4 – M6”, “M5 – M7”; y su identificación se las muestra en la figura 5.13.

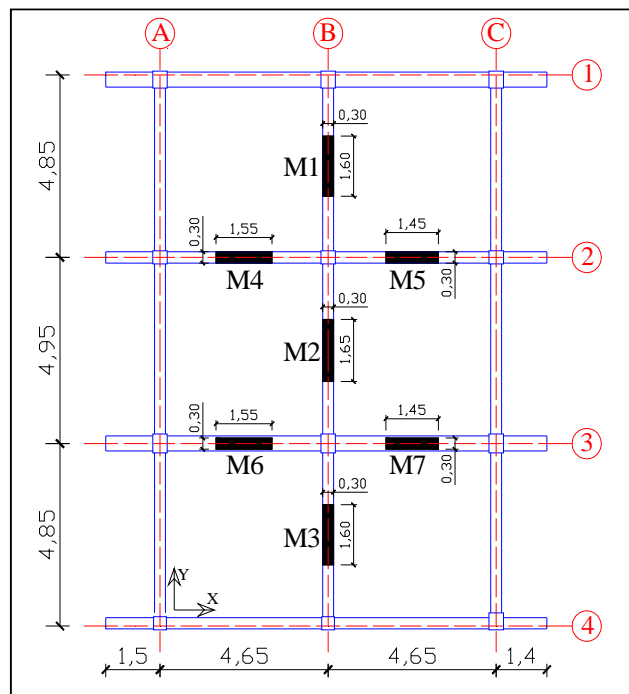


Figura 5.13 Distribución y numeración de los muros de diseño, Alternativa 3.

Por considerar a la estructura de 4 pisos, se realizó el cálculo de los muros por cada 2 pisos, debido a que los muros en los pisos superiores están sometidos a esfuerzos menores que los muros del piso inferior.

También se revisó el diseño realizado de los muros, comparando la capacidad del muro con la demanda del mismo, mediante del software “**CEINCI 1**”. Aguiar (2002).

Con el programa “**CEINCI 1**”, se puede ver la gráfica de Momento-Curvatura (Capacidad Sísmica del elemento), y compararlo con el momento de demanda, como se lo muestra a continuación en la figura 5.14.

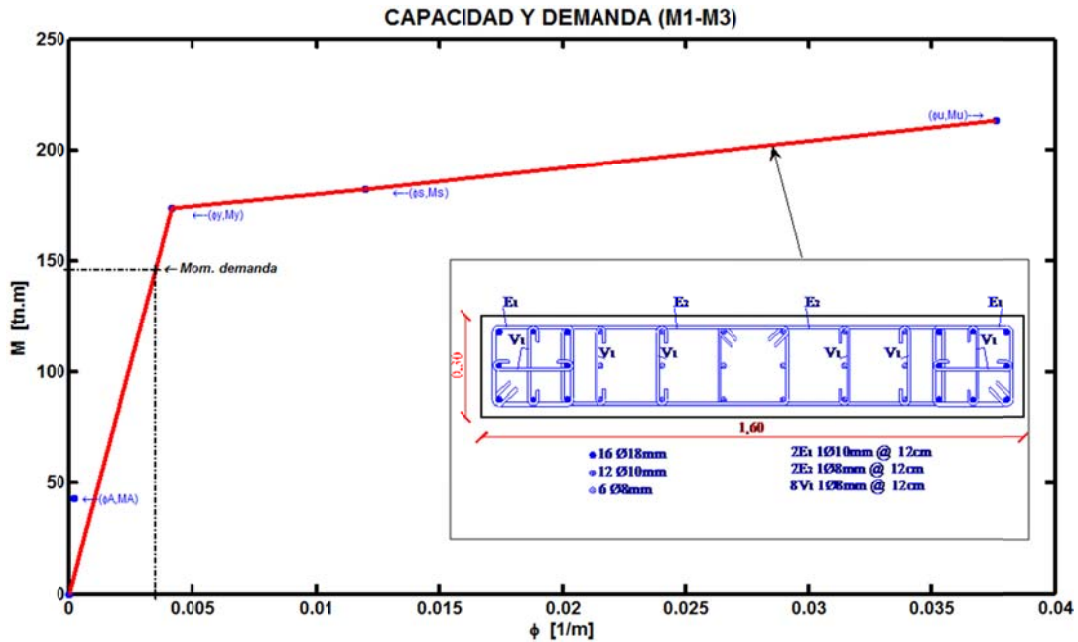


Figura 5.14 Capacidad VS Demanda, muro “M1 – M3”, piso1.

En el **Anexo 15**, se muestran las 3 gráficas de *Capacidad y Demanda* de los muros faltantes de diseño.

5.4.2. Encamisado de columnas

Como se explicó anteriormente, en el piso 3 de la estructura existen columnas de pequeña sección (columnas: B2-B3-C2-C3), por lo que se propone el encamisado de dichas columnas, y con estas nuevas secciones transversales alargarlas hasta un cuarto piso.

El diseño de estas columnas, se las hizo viendo la capacidad que tienen en el estado actual y comparando la capacidad cuando están encamisadas.

A continuación se muestra en la figura 5.15, el diagrama de Momento-Curvatura de una de las columnas. En el **Anexo 15**, se muestran las demás gráficas de “Capacidad y Demanda” de las columnas encamisadas restantes.

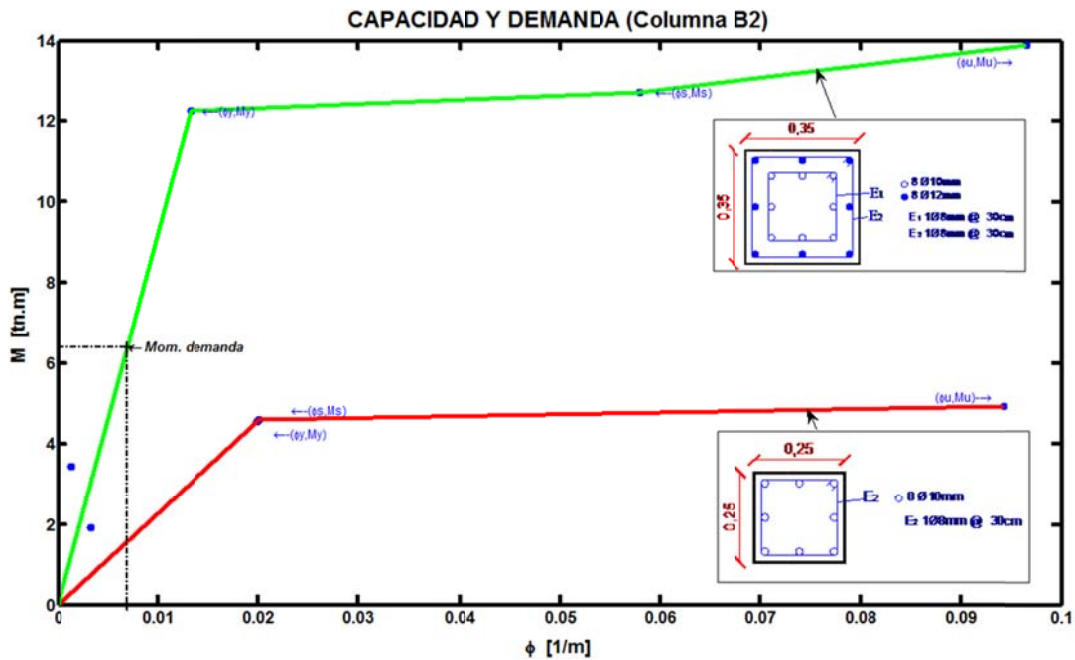


Figura 5.15 Capacidad VS Demanda, Columna “B2”, piso3.

Se asumió un armado de la columna existente y una cuantía del refuerzo longitudinal del 1% (armadura mínima en columnas) y estribos de 8 mm., de diámetro espaciados cada 30 cm., en toda su longitud; en la parte inferior de la figura 5.15, se muestra el diagrama momento curvatura de la columna actual y en la parte superior de la misma figura se muestra el mismo diagrama pero de la columna encamisada, la diferencia entre estas dos gráficas es la capacidad sísmica del encamisado. Se observa que el refuerzo del encamisado es bajo, pero aun así su capacidad aumenta. El encamisado de las columnas

anteriormente mencionadas para la estructura, no es fácil, pero se lo requiere hacer porque se necesita elevar la capacidad sísmica de la estructura y para poder elevar la estructura un piso más.

Cabe mencionar que para el encamisado de dichas columnas se consideró cuantías más altas, por motivos de diseño, lo que indica que la columna encamisada va a tener un mejor comportamiento de lo que se observa en la figura 5.15.

5.4.3. Losa, vigas y columnas del piso 4

5.4.3.1. Losa:

- Se diseñó la losa del cuarto piso como una losa bidireccional, y se lo hizo con el método del nervio continuo (Método 3 del ACI); además se consideró una losa de 20cm de alto, con bloque de alivianamiento de 20x40x15 cm, además se recomienda poner armadura de temperatura en la parte superior de la losa.
- El armado de la losa se encuentra en los planos estructurales del presente documento.

5.4.3.2. Vigas:

- *En todas las vigas se consideró una altura de 25cm, habiendo 2 tipos de vigas para el piso4: vigas de (20x25)cm y vigas de (25x25)cm.*
- Las vigas que se cruzan con los muros, se las dividió en 2 cuerpos debido a que el muro va en la mitad, y es por esa razón que la forma del

armado de estas vigas son diferentes a las vigas que no cruzan con los muros, como se lo podrá apreciar en los planos.

5.4.3.3. Columnas:

- Para el diseño de estos elementos, se consideró una altura de entrepiso de 3m.
- En este caso existen 3 tipos de columnas debido a su ubicación: Columnas esquineras, Columnas de borde, Columnas interiores.
- Para cada columna se realizó un análisis de esbeltez, y luego un análisis de flexo compresión para las columnas interiores y de borde; para las columnas esquineras se realizó un análisis de flexo compresión biaxial.
- Para el diseño a corte de las columnas se realizó 3 tipos de análisis: armadura transversal por resistencia, armadura transversal por capacidad y armadura transversal por confinamiento.
- Por facilidad constructiva se pone estribos con espaciamiento de 10cm en las zonas cercanas a los apoyos, y espaciamientos de 20cm en la zona central del elemento.

5.4.4. Cimentación de los muros

Para las cimentaciones de estos muros de corte se utilizó plintos aislados y vigas de cimentación ya que los momentos que generaban dichos muros eran bastante grandes.

Vigas de Cimentación: Se las emplea cuando los momentos de demanda son bastante grandes. Estas vigas de cimentación permiten unir linealmente la cimentación de varias columnas o muros.

Para resolver las vigas de cimentación se utilizó el software “**CIMEVIGA**”, Aguiar R. (2006). Este software es muy versátil y de mucha utilidad porque reporta el desplazamiento vertical, la presión transmitida al suelo, el giro, el momento y el cortante cada cuarto de la luz de cada vano. Considera que el suelo es linealmente elástico a continuación se presenta el modelo.

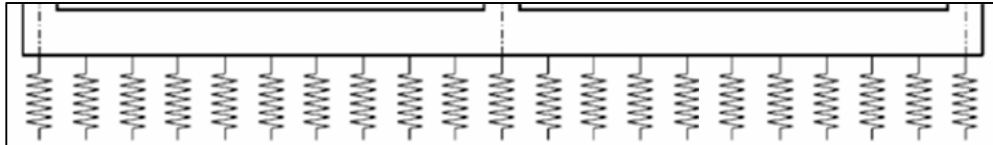


Figura 5.16 Modelo suelo linealmente elástico, Aguiar R.(2006).

El modelo teórico utilizado para resolver las vigas de cimentación mediante el programa CIMEVIGA se muestra a continuación:

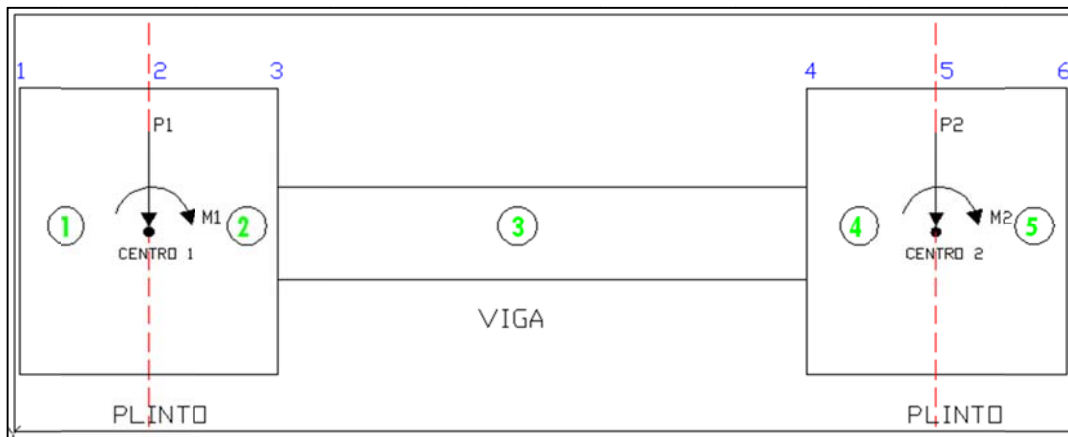


Figura 5.17 Modelo teórico

P_1 , M_1 , P_2 , M_2 son las solicitaciones de carga actuantes de los muros de corte hacia las cimentación. El momento es positivo si es horario y la carga vertical positiva si va hacia arriba. El archivo de datos que se debe plantear para el programa CIMEVIGA es el siguiente:


```

DATOS:NUDOS, NUDOS RESTRINGIDOS, MIEMBROS, MODULO DE ELASTICIDAD
6      0      5      2100000
INFORMACIÓN DE ELEMENTOS:ELEMENTO, NUDO INICIAL, NUDO FINAL
1      1      2
2      2      3
3      3      4
4      4      5
5      5      6
LONGITUD DEL LOS ELEMENTOS Y COEFICIENTE DE BALASTO
1      LONGITUD 1      3000.0
2      LONGITUD 2      3000.0
3      LONGITUD 3      3000.0
4      LONGITUD 4      3000.0
5      LONGITUD 5      3000.0
SECCIONES DE LOS ELEMENTOS:ELEMENTO, BASE, ALTURA
1      BASE 1  ALTURA 1
2      BASE 2  ALTURA 2
3      BASE 3  ALTURA 3
4      BASE 4  ALTURA 4
5      BASE 5  ALTURA 5
CARGAS EN LAS JUNTAS: NUMERO DE JUNTAS CARGADAS
2
JUNTA CARGADA: NUMERO DE JUNTA, MOMENTO, FUERZA
1      M1      P1
2      M2      P2
CARGAS EN LOS ELEMENTOS:NUMERO DE ELEMENTOS CARGADOS
0

```

Figura 5.18 Archivo de datos programa “CIMEVIGA”.

Es muy importante que solo se genere compresión bajo la zapata y la viga de cimentación pero no es aconsejable que se generen esfuerzos de extensión o negativos.

Es por esta razón que se debe jugar con los valores de base, altura, y peralte de nuestro plinto y viga para que no se generen estos esfuerzos de tensión porque causarían graves problemas.

Una vez generado el archivo de entrada a través de Block de notas se procede a correr el programa *CIMEVIGA* por medio de *DOS* (símbolo de sistema) y se obtiene los resultados mostrados en la siguiente figura.

ANALISIS CADA CUARTO DE LUZ DE ELEMENTO 1					
DIST.	DESPLA.	GIRO	MOMENTO	CORTE	PRESION
.00	-.002144	.00164	.00000	.00000	-12.86100
.31	-.001630	.00164	-.75117	-4.59883	-9.77904
.63	-.001115	.00165	-2.74375	-7.94451	-6.68960
.94	-.000596	.00167	-5.58534	-10.03082	-3.57550
1.25	-.000069	.00171	-8.88032	-10.84295	-.41213

Figura 5.19 Archivo de salida programa CIMEVIGA

Una vez Generada la presión transmitida al suelo y los momentos de diseño en cada uno de los elementos se procede con el método de cálculo descrito en el **Anexo 12** del Capítulo 4 para diseño de plintos aislados, mientras que para el diseño de la viga se procede simplemente con los conceptos básicos de diseño de vigas en hormigón armado.

Es muy importante considerar el modelo práctico que a continuación se presenta porque será la manera como se construirá. Cabe resaltar que hay que considerar la sección del plinto de la columna que quedará incrustada entre las dos vigas que se construirán para no afectar a su armado.



Figura 5.20 Modelo Práctico

Se diseñará cada uno los plintos y las dos vigas por separado. Se diseñará en primer lugar las vigas de la manera común en hormigón con sus momentos de demanda y luego los plintos con sus respectivos momentos.

Las armaduras de las vigas estarán a lo largo de toda la longitud (Punto 1 a Punto 6). Para satisfacer la armadura del plinto se completará con la armadura de la viga. Fig. 5.21 – Fig. 5.22.



Figura 5.21 Ilustración de vigas y plintos

Para fines ilustrativos se presenta una figura donde se muestra un esquema de armadura inferior de los elementos.

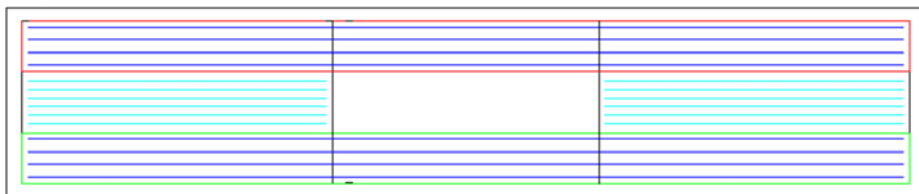


Figura 5.22 Esquema de armadura inferior

Para mayor detalle sobre armados se adjunta los planos estructurales de los elementos diseñados.

Para las vigas se lo trabajó con el momento que genera el software “**CIMEVIGA**” y se las calcula como una viga simple en hormigón armado.

5.5 ALTERNATIVA 4, ESTRUCTURA DE 3 PISOS

Con la anterior alternativa presentada, se observa muros de gran dimensión y dificultad en su construcción, por lo que se consideraría no tomar en cuenta

esa alternativa, además el objetivo del reforzamiento es de presentar una solución técnica y económica, por lo que a continuación se presenta otra alternativa de reforzamiento considerando solamente los 3 pisos actuales. Entonces se propone 2 alternativas para el reforzamiento de la estructura en análisis.

Para la presente alternativa se considera eliminar el enlucido y masillado de la losa del tercer piso ya que esta genera sobrecargas innecesarias.

En este caso se consideró 6 muros internos de 20cm de espesor, como se los muestra a continuación en la figura 5.23.

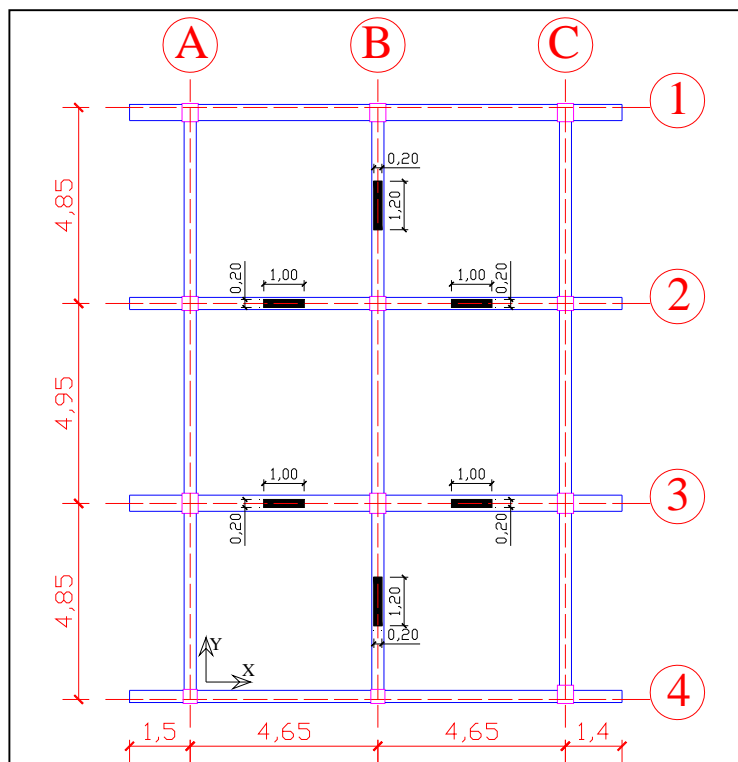


Figura 5.23 Distribución de los muros en planta, alternativa 4.

Tabla 5.11. Deriva de piso e índice de estabilidad de piso, Alternativa 4.

Alternativa 4: [R=5]				
	Sentido X		Sentido Y	
	Drift: γ	θ	Drift: γ	θ
Piso 1	0,0073	0,0175	0,0075	0,0222
Piso 2	0,0138	0,0116	0,0145	0,0158
Piso 3	0,0157	0,0093	0,0162	0,0122

Se observa en la tabla 5.11, que la deriva máxima de piso es un poco mayor que 1.5%, pero se los pasa por alto debido a que el índice de estabilidad de piso (θ_i) es bastante bajo. La alternativa presente, se la ingresó en “ETABS”, y en este se pudo apreciar que con estos muros existen desplazamientos bajos, por lo que se acepta esta alternativa.

Con la alternativa presentada se tienen solamente 2 tipos de muros de diseño, debido a que los muros en sentido “Y” son de igual dimensión, y lo mismo se cumple para los muros en sentido “X”; lo cual facilita la construcción de la misma.

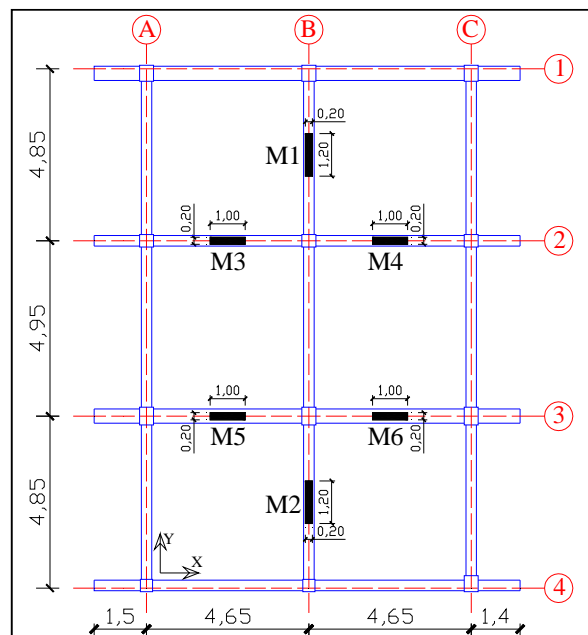


Figura 5.24 Distribución y numeración de los muros de diseño, Alternativa 4.

En la presente alternativa no se consideró el encamisado de las columnas para el tercer piso, como en la anterior alternativa.

A continuación se muestra en la figura 5.25, la simulación de los pórticos con los muros de corte en “ETABS”, para poder determinar los esfuerzos a los que están sometidos los muros y poder diseñarlos.

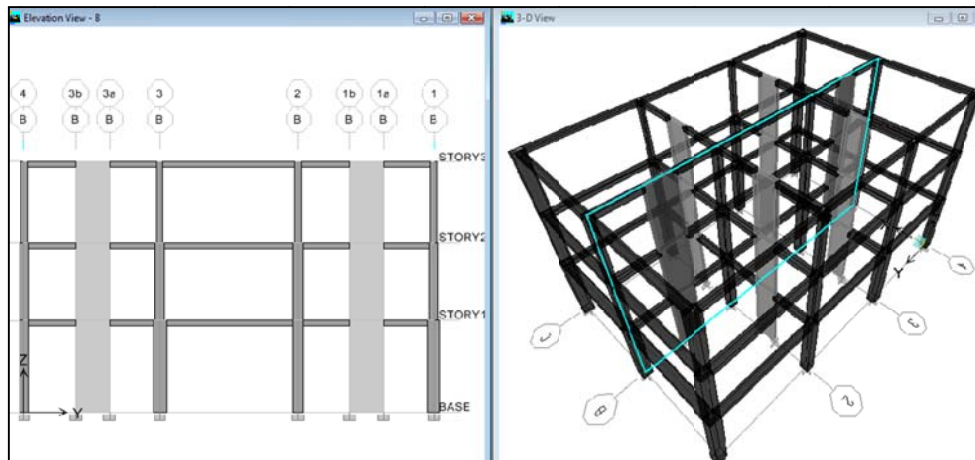


Figura 5.25 Uso de “ETABS”, Alternativa 4.

5.5.1 Muros de Corte, Alternativa 4

Los criterios usados para el diseño de los 2 muros de diseño, fueron ya tratados anteriormente en el *Capítulo 4.4.1*. El refuerzo de los muros propuestos, son mejores desde el punto de vista constructivo, en comparación con la alternativa 3;

Se consideró 2 muros de diseño, en el **Anexo 15**, se muestran los gráficos de “Capacidad VS. Demanda” de cada uno de ellos.

5.5.1 Cimentación de los Muros de Corte, Alternativa 4

Para esta alternativa se consideraron plintos aislados, y su método de cálculo es el mismo al presentado en el **Anexo 12** del Capítulo 4.

Para mayor detalle sobre armados se adjunta los planos estructurales de los plintos diseñados.

CAPÍTULO VI

COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. COMENTARIOS

Para poder realizar el reforzamiento de una estructura, existe gran variedad de alternativas, pero se seleccionó los muros de corte ya que reducen de gran manera la deriva de piso y proporcionan mayor rigidez a la estructura.

6.2. CONCLUSIONES

Como se observó en la figura 1.5, la comparación entre las leyes de atenuación de Ecuador y de Chile (Ruiz y Saragoni 2005) para sismos asociados a fallamiento cortical, no nos dan valores semejantes. Para los sismos asociados con la subducción las dos leyes de atenuación nos dan valores parecidos, pero a partir de los 80km de distancia focal (D) se aprecia que las leyes de atenuación de Ecuador tienen valores más grandes.

Los objetivos que se tienen al momento de reforzar la estructura son:

- Prolongar la funcionalidad de la edificación,
- Reducción de pérdidas económicas y humanas,
- Dar un tiempo prudencial de reacción de los ocupantes para que puedan evacuar el lugar ante un evento sísmico.

Para poder cumplir lo anteriormente mencionado, lo que se realizó en el presente trabajo es intervenir en la configuración estructural de la edificación, para generar mayor rigidez en la estructura, y de esta manera la estructura va a tener menores desplazamientos, obteniendo así un mejor desempeño de la estructura ante un sismo.

Del Edificio Residencia – ESPE, se concluye:

- Las rigideces en ambos sentidos de la estructura no son muy diferentes, además las fuerzas laterales aplicadas en el centro de masas para ambos sentidos son similares, pero al momento de repartir las cargas laterales a cada eje, los elementos de los pórticos en sentido “X” van a estar sometidos a esfuerzos mayores que los elementos de los pórticos en sentido “Y”, esto se debe a que existen 4 ejes en el sentido “X” y sus luces son considerables.
- En el análisis realizado no se considera la torsión accidental por el método usado, ya que por la disposición de sus elementos estructurales no va a existir problemas de torsión.
- El periodo de vibración del estado actual de la estructura es de 1,16 seg., lo que indica que la estructura es flexible; pero con la alternativa de reforzamiento propuesto el periodo de vibración es de 0,6 seg. lo que indica que la estructura adquiere mayor rigidez, por lo cual va a tener menor desplazamiento y no tendrá problemas de golpeteo con el otro bloque estructural.
- En el diseño de los plintos se consideró el peso del relleno para reducir la excentricidad ya que juega un papel importante en el diseño de plintos.

Del Edificio FIRMESA, se concluye:

- Se observa que en el análisis realizado del estado actual, la estructura es vulnerable ante un posible evento sísmico, por tener un valor alto de deriva de piso en ambos sentidos, y además va a existir un mecanismo global, lo cual produce roturas plásticas en los pies de las columnas, siendo perjudicial para la estructura.
- Realizado el análisis en ambos sentidos se puede apreciar que los desplazamientos por piso son parecidos, el primer piso tiene un desplazamiento de 6cm, el segundo piso tiene un desplazamiento de 16 cm, y el tercer piso tiene un desplazamiento de 30cm; por ser estos desplazamientos altos se obtienen las derivas de piso considerables.
- Para la estructura analizada se propuso 2 alternativas de reforzamiento (Alternativa 3 y 4), la primera considera un cuarto piso, pero las dimensiones de los muros son grandes lo que proporciona seguridad pero a la vez es una alternativa costosa por su construcción; por tal razón se propone la alternativa 4, la cual es más económica pero solo considera el reforzamiento de los tres pisos existentes de la estructura.
- En la alternativa 3 propuesta, por tener los muros de corte grandes momentos en comparación a su carga axiales (existencia de gran excentricidad), se considera usar vigas de cimentación por tener mejor distribución de esfuerzos sobre el suelo.
- Se realizó el análisis de torsión del Edificio “FIRMESA” (Anexo 16), en la cual se pudo observar la excentricidad de 63cm. (estado actual) entre el centro de masas (C.M.) y centro de rigidez (C.R.); pero con los reforzamientos propuestos, las excentricidades bajan. Con lo que se

demuestra que al repartir uniformemente los nuevos elementos estructurales (muros de corte) en el reforzamiento propuesto, la excentricidad entre el centro de masas y centro de rigidez baja considerablemente.

6.3. RECOMENDACIONES

Para la construcción de los muros de corte, se recomienda poner puntales de acero alrededor del nuevo elemento estructural, para que soporten las cargas de la estructura mientras este nuevo elemento está en construcción.

Se recomienda colocar cadenas de amarre al momento de construir las cimentaciones pues disminuyen el momento de demanda generado por los nuevos elementos estructurales hacia su cimentación.

REFERENCIAS

- ACI 318-05S, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*, Comité ACI 318.
- Aguiar R., (2003), *Análisis Sísmico por Desempeño*, Editorial ESPE, Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército, 344p, Quito.
- Aguiar R., (2006), *Análisis Estático de Estructuras*, Centro de Investigaciones Científicas, Escuelas Politécnica del Ejército, Publicación Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha. Primera Edición, Quito.
- Aguiar R., (2006), *Deriva máxima de piso y curvas de fragilidad en edificios de hormigón armado*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 188 p., Quito.
- Aguiar R., (2007), *Dinámica de Estructuras con MATLAB*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 292 p., Quito.
- Aguiar R., (2007), *Factor de reducción de fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 117 p. Quito.
- Aguiar R., (2008), *Análisis Sísmico de Edificios*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 322 p., Quito.
- Aguiar R., Castro C., (2009), “Ley de Atenuación para Estudios de Peligrosidad Sísmica en el Ecuador”, *Revista Ciencia*. Escuela Politécnica del Ejército, Vol 12(2), Quito.
- Boroschek R., Comte D., Soto P., Leon R., (2006), “Registros del Terremoto de Tarapaca, 13 de junio de 2005”, Universidad de Chile-Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil-Departamento Geofísica, 3-6p, Santiago-Chile. http://www.cec.uchile.cl/~renadic/red_archivos/r050613.pdf
- Boroschek R., Comte D., Soto P., Leon R., (2007), “Informe Preliminar #4, Terremoto norte de Chile, 14 de noviembre de 2007”,

Universidad de Chile-Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas,
Departamento de Ingeniería Civil-Departamento Geofísica, Santiago-
Chile.

- Boroschek R., Comte D., Soto P., Leon R., (2010), “Informe Preliminar #3, Terremoto Centro Sur Chile, 27 de febrero 2010”, Universidad de Chile-Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil-Departamento Geofísica, Santiago-Chile. <http://www.terremotosuchile.cl/>
- Caiza P. y Padilla A., (2007), *Análisis y diseño de bloque de escaleras más ascensor con muros de corte*, Artículo 19 para Jornadas Estructurales de Riobamba, CEINCI ESPE-ULEAM Manta, www.espe.edu.ec/portal/files/JORNADAS/Articulo19.pdf
- Calavera Ruiz, J.,(2000), *Cálculo de Estructuras de Cimentación*, Cuarta Edición, Madrid, España
- Catálogo de Acero DIPAC, (2006), DIPAC MANTA CIA LTDA.
- CEC-2000, (2000), *Código Ecuatoriano de la Construcción*, Ecuador
- Delgado Vargas M., *Ingeniería de Cimentaciones*, Capítulo 5, Edición Segunda, España.
- Dr. Ing. Ibáñez L., *Diseño de Cimentaciones*, Departamento de Ingeniería civil, Universidad Central de las Villas, Villa Clara, Cuba
- Femenia F., (2009), *Manual de Cimentaciones*, Burgos, España
- Gallego M., Ordaz M., (1999), “Construcción de leyes de atenuación para Colombia a partir de espectros fuentes de vibraciones aleatorias”, *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras* Vol.4 N°1.
- García E., (2010), *Análisis Sísmico del Puente Carrizal y Contribuciones a la Peligrosidad Sísmica del Ecuador*, Tesis de Grado. Carrera de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica del Ejército, Quito.
- Ghobarah A. (2004), “On drift limits associated with different damage levels”, *International workshop on performance based seismic design*. Department of Civil Engineering, Mc. Master University, June 28- July 1, 2004.

- Hernández E., (2008), *Manual de aplicación del Programa ETABS v9*, CSI Latinoamérica, Universidad Central de Venezuela.
- INGEOMINAS (2008), “Aspectos sismológicos y evaluación preliminar de daños-Informe preliminar #2”, Instituto Colombiano de Geología y Minas, Bogotá. http://seisan.ingeo Minas.gov.co/RSNC/pdfs/Info_quetame.pdf
- INGEOMINAS, “Mapas de grandes sismos en Colombia”, Instituto Colombiano de Geología y Minas, Bogotá. <http://productos.ingeo Minas.gov.co/productos/OFICIAL/geoamena/amensis/esmilln/pdf/Sishist1.pdf>
- Jiménez Salas J.,(2000), *Geotecnia y Cimentaciones*, Madrid, España
- Lobo W., (2005), “Condiciones, Objetivos y Modalidades del diseño sismorresistente basado en desempeño”, IMME, Vol. 43, No. 3, p.1-27, ISSN 0376-723X.
- Ojeda A., Bermúdez M., (2005), “Respuesta sísmica de Cali durante el sismo de Pizarro del 15 de noviembre de 2004”, Instituto Colombiano de Geología y Minas, Bogotá.http://bdrsnc.ingeo Minas.gov.co/publicaRNAC/PUBLICACIONES/GEOLOGIA_2005/Sismo_Pizarro_2004.pdf
- Olmos Martínez P.,(2003), *Cimentaciones Superficiales*, Diseño de Zapatas, universidad de Valladolid, Valladolid, España.
- Romo M., (2007), *Temas de Hormigón Armado*, Facultad de Ingeniería Civil, Escuela Politécnica del Ejército, Ecuador.
- Salcedo E., Alvarado C., (2007), “Intensidades del sismo de Pizarro-Chocó del 15 de noviembre de 2004 en Cali-Colombia”, Revista Épsilon No.9, 57-72 p., Bogotá-Colombia.
- Salinas R., Lázares B., “Análisis de los acelerogramas registrados en las ciudades de Arequipa, Moquegua y Tacna correspondientes al sismo de Tarapaca del 13 de junio de 2005”, Centro de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), 2-4p. http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/redacis/redacis01_a.pdf

- Suárez E. y Vásquez D., (2004), *Introducción visual a SAP2000*, Seminario Internacional de Computes & Structures Inc. (CSI), México.
- Tavera H., (2008), “El Terremoto de Pisco(Perú) del 15 de agosto de 2007”, Instituto Geofísico de Perú, Lima-Perú.
- Wikipedia, (2010), “Escala Sismológica de Mercalli”, http://es.wikipedia.org/wiki/Escala_sismol%C3%B3gica_de_Mercalli.

ARTICULOS PUBLICADOS

- Aguiar R., García E., Villamarín J., (2010), "*Leyes de Atenuación para Sismos Corticales y de Subducción para el Ecuador*", Revista Ciencia. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, **13 (1)**, 1-18, Quito.
- Aguiar R., Villamarín J., Yáñez E., (2010), "*Evaluación rápida de la Vulnerabilidad Sísmica*", Revista de la Cámara de la Construcción de Quito, No. 210, Mayo-Junio de 2010.

ANEXO 1: Datos con los que se halló la relación entre Aceleraciones máximas e Intensidades.

Sismo	Fecha	Mw	h (km)	Aceleraciones máximas(gals)												
				IX	VIII	VII	VI-VII	VI	V-VI	V	IV	III	II			
Colombia	25/01/1999	6,2 (M)	<15		446,7				8,0			12,0	1,9			
					95,8				6,8					1,6		
					73,6										3,7	
					99,1											4,8
					63,3											2,8
					97,4											2,9
					28,0											5,3
					25,6											7,1
					57,5											
	182,2															
Colombia	15/11/2004	7,2	<33			54,6										
						19,3										
						17,9										
						50,5										
						61,5										
						24,7										
						38,3										
						108,5										
						39,5										
						46,5										
		67,5														
		63,4														
Chile	13/06/2005	7,9	117,0				259,0	418,9	66,7	167,8	66,0	65,0				
							211,9	65,7		183,4	53,0	128,0				
							237,4			157,9	62,0					
							709,3			319,8						
										305,1						
										87,3						
										297,2						
										112,8						
										19,6						
										90,0						
						116,0										

Sismo	Fecha	Mw	h (km)	Aceleraciones máximas(gals)										
				IX	VIII	VII	VI-VII	VI	V-VI	V	IV	III	II	
Chile	14/11/2007	7,7	60,0		400,2	91,0		48,9						
						390,4		82,8						
								74,1						
								59,8						
Perú	15/08/2007	7,9	26			272,0		78,7	58,4					
						488,0		54,1	25,3					
								74,5						
								104,0						
								85,3						
								67,0						
								55,0						
								58,7						
								54,9						
								22,1						
Colombia	24/05/2008	5,9	4,0								71,8	3,5	4,2	
											605,6	3,4		
											48,2			
											37,7			
											6,5			
											23,9			
											6,4			
											4,6			
											4,3			
											11,8			
Chile	27/02/2010	8,8	47,4	462,1	161,9			90,4						
					231,5									
					551,3									
					289,4									
					260,0									

Unidades:

Aceleraciones → Gales (cm/s²)

Intensidades → I_{MM} (Escala de Mercalli Modificada)

Anexo 2: Análisis de cargas verticales, Estructura Teórica

LOSA: (Considerandose 1m2)

Piso 1, Piso 2, Piso 3, Piso 4: (h=20cm)

<u>Nervio:</u>		<u>Carpeta de compresión:</u>	
Largo=	4 m	Área=	1 m2
ancho=	0,1 m	espesor=	0,05 m
alto=	0,15 m	Volumen=	0,05 m3
Volumen=	0,06 m3	γh=	2,4 tn/m3
γh=	2,4 tn/m3	Peso=	0,12 tn
Peso=	0,144 tn		
<u>Bloques:</u>			
dimen.:	20x40x15		
Peso bloque:	10 kg/bloque		
#bloq.=	8		
Peso bl.=	0,08 tn		
<u>Enlucidos y masillados</u>			
area=	1 m2	<u>Peso total:</u>	
espesor=	0,04 m	Peso total=	0,432 tn
γ=	2,2 tn/m3	Área=	1 m2
Peso=	0,088 tn	Peso losa=	0,432 tn/m2

Resumen:

	Área losa (m2)	Peso losa (tn/m2)	Peso losa (tn)
Piso 1	104,280	0,432	45,049
Piso 2	104,340	0,432	45,075
Piso 3	109,440	0,432	47,278
Piso 4	109,440	0,432	47,278

VIGAS:

Piso1:		Piso2:	
Longitud=	70,2 m	Longitud=	71,9 m
ancho=	0,3 m	ancho=	0,3 m
alto=	0,2 m	alto=	0,2 m
Volumen=	4,212 m3	Volumen=	4,314 m3
γh=	2,4 tn/m3	γh=	2,4 tn/m3
Peso vigas1=	10,109 tn	Peso vigas2=	10,354 tn
Piso3:		Piso4:	
Longitud=	73,6 m	Longitud=	73,6 m
ancho=	0,2 m	ancho=	0,2 m
alto=	0,2 m	alto=	0,2 m
Volumen=	2,944 m3	Volumen=	2,944 m3
γh=	2,4 tn/m3	γh=	2,4 tn/m3
Peso vigas3=	7,066 tn	Peso vigas4=	7,066 tn

COLUMNAS:

Piso1:		Piso2:	
Altura=	3 m	Altura=	3 m
base=	0,4 m	base=	0,3 m
ancho=	0,4 m	ancho=	0,3 m
Volumen=	0,48 m ³	Volumen=	0,27 m ³
# columnas=	12 / piso	# columnas=	12 / piso
Volumen tot=	5,76 m ³	Volumen tot=	3,24 m ³
γh=	2,4 tn/m ³	γh=	2,4 tn/m ³
Peso col1=	13,824 tn	Peso col2=	7,776 tn
Piso3:		Piso4:	
Altura=	3 m	Altura=	3 m
base=	0,2 m	base=	0,2 m
ancho=	0,2 m	ancho=	0,2 m
Volumen=	0,12 m ³	Volumen=	0,12 m ³
# columnas=	12 / piso	# columnas=	12 / piso
Volumen tot=	1,44 m ³	Volumen tot=	1,44 m ³
γh=	2,4 tn/m ³	γh=	2,4 tn/m ³
Peso col3=	3,456 tn	Peso col4=	3,456 tn

PAREDES

	Area total (m ²)	Pared (kg/m ²)	Pared (Tn/m ²)	Peso pared. (Tn)
Piso 1	129,36	200	0,2	25,87
Piso 2	126,99	200	0,2	25,40
Piso 3	124,64	200	0,2	24,93
Piso 4	124,64	200	0,2	24,93

ACABADOS:

	Area total (m ²)	Acabados (kg/m ²)	Acabados (Tn/m ²)	Peso acab. (Tn)
Piso 1	129,36	120,00	0,12	15,52
Piso 2	126,99	120,00	0,12	15,24
Piso 3	124,64	120,00	0,12	14,96
Piso 4	124,64	120,00	0,12	14,96

CARGA TOTAL:

	Peso losa (Tn)	Peso vigas (Tn)	Peso Col. (Tn)	Peso pared. (Tn)	Peso acab. (Tn)	P Total (Tn)
Piso 1	45,049	10,109	13,824	25,872	15,523	110,377
Piso 2	45,075	10,354	7,776	25,398	15,239	103,841
Piso 3	47,278	7,066	3,456	24,928	14,957	97,684
Piso 4	47,278	7,066	3,456	24,928	14,957	97,684

	Area total	P Total	P Total
	(m2)	(Tn)	(Tn/m2)
Piso 1	129,36	110,38	0,85
Piso 2	126,99	103,84	0,82
Piso 3	124,64	97,68	0,78
Piso 4	124,64	97,68	0,78

	C viva	C viva	C muerta	C total
	(Tn/m2)	(Tn) [25%]	(Tn)	(Tn)
Piso 1	0,20	6,47	110,38	116,84
Piso 2	0,20	6,35	103,84	110,19
Piso 3	0,20	6,23	97,68	103,92
Piso 4	0,20	6,23	97,68	103,92

Nota: Se considera solamente el 25% de la carga viva, ya que existe el 25% de probabilidad que toda la carga viva este presente en un sismo.

**ANEXO 3. Método del Coeficiente de Desplazamiento
FEMA 356**

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

Numero de pisos : 4 [N = número de pisos]
 Altura del edificio: 12 m [H = altura del edificio]

Parámetro Co:

Número pisos	Valor de Co
1	1
2	1,2
3	1,3
5	1,4
> 10	1,5

Co= 1,35

Parámetro C1:

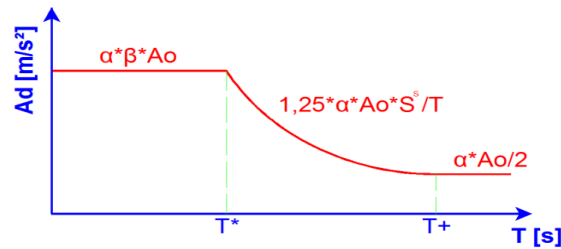
Periodo:

T1= 0,44 $T = 0,0466 * H^{0,9}$
 T2= 0,47 $T = 0,0731 * H^{3/4}$
 T3= 0,44 $T = 0,11 * N$
 T = 0,45 s

α' : 1 [α' = coeficiente de importancia]
 A_0 : 3,92 m/s² [A_0 = Aceleración máxima del suelo]
 T: 0,45 s [T = periodo]
 Perfil de suelo: S2

Uso del Espectro elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2000)

β	S	T*	T+
3,00	1,20	0,52	3,11



$C_1 = 1$ $T_e \geq T^*$
 $C_1 = 1.5$ $T_e < 0.1$
C1= 1,08 $C_1 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{T_e - 0.1}{T^* - 0.1} \right)$ $0.1 < T_e < T^*$

Parámetro C2:

Nivel de desempeño	C ₂
Inmediatamente ocupacional	1
Seguridad de vida	1,3
Prevención de Colapso	1,5

C2= 1,3

Parámetro C3:

Si: $\alpha > 0.0$ $C_3=1$
 caso contrario: $C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e}$

$\alpha= 0,05$
C3= 1

Parámetro Sa:

[Si: $T < T^*$; $S_a = \beta \cdot \alpha \cdot A_o$]
 [Si: $T^* < T < T_+$; $S_a = 1,25 \cdot \alpha \cdot A_o \cdot S^A / T$]
 [Si: $T > T_+$; $S_a = \alpha \cdot A_o / 2$]

S_a = 11,77 m/s²

Parámetro Dt:

C₀= 1,35
 C₁= 1,08
 C₂= 1,30
 C₃= 1,00
 S_a= 11,77 m/s²
 T_e= 0,47 s
Dt= 0,13 m

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

FEMA 440

Parámetro C1:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{a \cdot T_e^2}$$

Constante "a":

a	Clase	Descripción
130	B	Roca sana
90	C	Suelo muy duro
60	D	Suelo denso

R = Resistencia lateral relativa:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

[C_m = coef. por efectos de la masa]
 [V_y = Cortante a nivel de fluencia]
 [W = peso de la estructura]

R = **4,5**

C1 = 1,0

[Si: $T < 0,2s$. C₁=0,2]
 [Si: $T > 1s$. C₁=1]

Parámetro C2:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{180} * \left(\frac{R - 1}{T} \right)^2$$

C2 = 1,0

[Si: T < 0,2s. C2=0,2]

[Si: T > 0,7s. C2=1]

Parámetro Dt:

Co= 1,35
C1= 1,00
C2= 1,00
C3= 1,00
Sa= 11,77 m/s²
Te= 0,47 s

Dt= 0,09 m

ANEXO 4. Evaluación rápida de la deriva máxima de piso
Aguiar (2006)

$$\gamma = \frac{\beta_1 * \beta_2 * \beta_3 * \beta_4 * \beta_5 * Sd}{H}$$

Numero de pisos : 4 [N = número de pisos]
 Altura del edificio: 12 m [H = altura del edificio]

Parámetro β_1

$$\beta_1 = \frac{3 * N}{2 * N + 1}$$

$\beta_1 = 1,33$

Parámetro β_2

$$\beta_2 = -0,0231 * N^2 + 0,3018 * N + 0,676$$

$\beta_2 = 1,51$

Parámetro β_3

u = 2,576 [u = ductilidad]

Periodo:

T1= 0,44 $T = 0,0466 * H^{0,9}$
 T2= 0,47 $T = 0,0731 * H^{3/4}$
 T3= 0,44 $T = 0,11 * N$
T = 0,45 s

$$c(T, \alpha) = \frac{T e^{2,07}}{1 + T e^{2,07}} + \frac{0,381}{T e} \quad [\alpha = 0,0]$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T e^{1,247}}{1 + T e^{1,247}} + \frac{0,248}{T e} \quad [\alpha = 0,05]$$

$$c(T, \alpha) = 0,82 \quad \beta_3 = \frac{\mu}{(c * (\mu - 1) + 1)^{1/c}}$$

$\beta_3 = 0,94$

Parámetro β_4

$\beta_4 = 1,10 \quad \beta_4 = 0,029 * N + 0,9796$

Parámetro β_5

Ductilidad →	1	2	3	4	5	6
$\beta_5 \rightarrow$	1	1,14	1,17	1,19	1,22	1,23

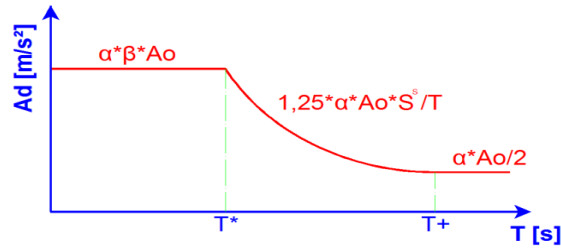
$\beta_5 = 1,16$

Parámetro Sd

α :	1	[α = coeficiente de importancia]
Ao:	3,92	[Ao = Aceleración máxima del suelo]
T:	0,45	[T = periodo]
Perfil de suelo:	S2	

Uso del Espectro elástico del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2000)

β	S	T*	T+
3,00	1,20	0,52	3,11



$S_a = 11,77 \text{ m/s}^2$ [Si: $T < T^*$; $S_a = \beta \cdot \alpha \cdot A_o$]
 [Si: $T^* < T < T_+$; $S_a = 1,25 \cdot \alpha \cdot A_o \cdot S^3 / T$]
 [Si: $T > T_+$; $S_a = \alpha \cdot A_o / 2$]

$S_d = 0,06 \text{ m}$ [$S_d = T^2 \cdot S_a / (4 \cdot \pi^2)$]

Deriva máxima de piso:

$\beta_1 =$	1,33
$\beta_2 =$	1,51
$\beta_3 =$	0,94
$\beta_4 =$	1,10
$\beta_5 =$	1,16
Sd =	0,06 m
H =	12,00 m

$$\gamma = \frac{\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot \beta_4 \cdot \beta_5 \cdot S_d}{H}$$

$\gamma = 0,0120$

ANEXO 5. Diagramas Momento Curvatura de vigas y Columnas. Estructura teórica (datos originales).

Vigas:

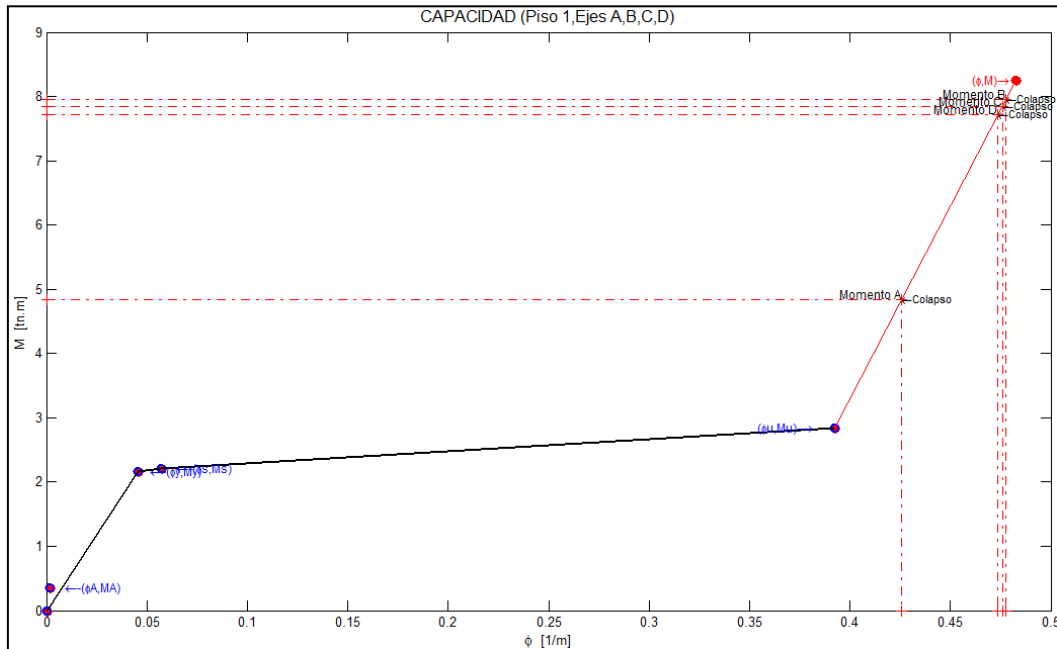


Diagrama Momento Curvatura, Piso1, extremo de los vanos AB,BC,CD, del Pórtico 2.

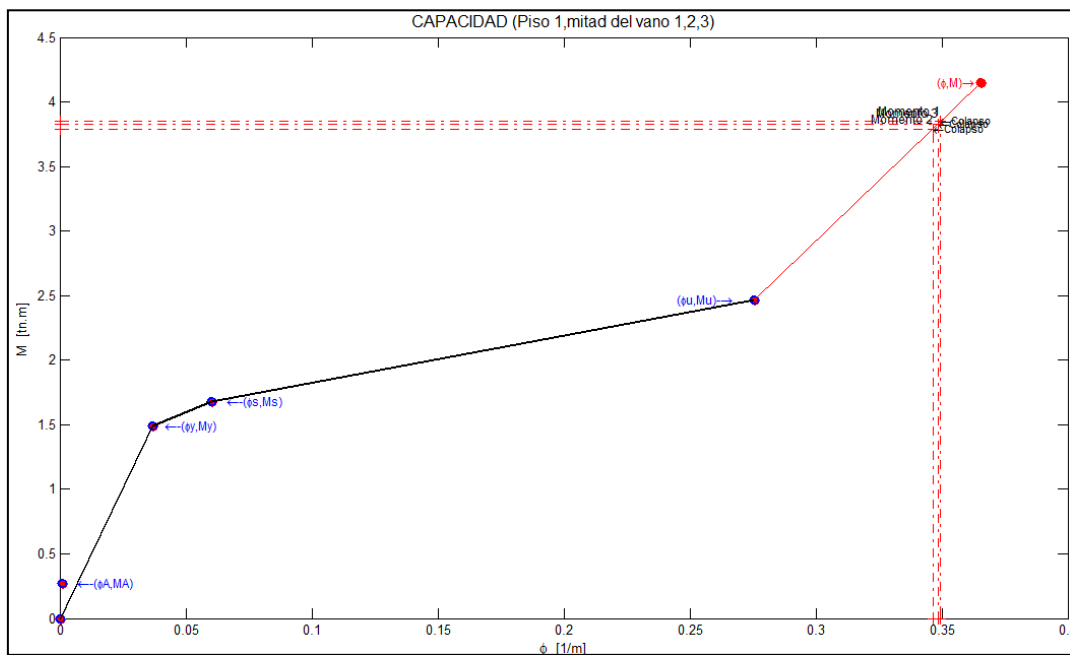


Diagrama Momento Curvatura, Piso1, mitad de los vanos AB,BC,CD, del Pórtico 2.

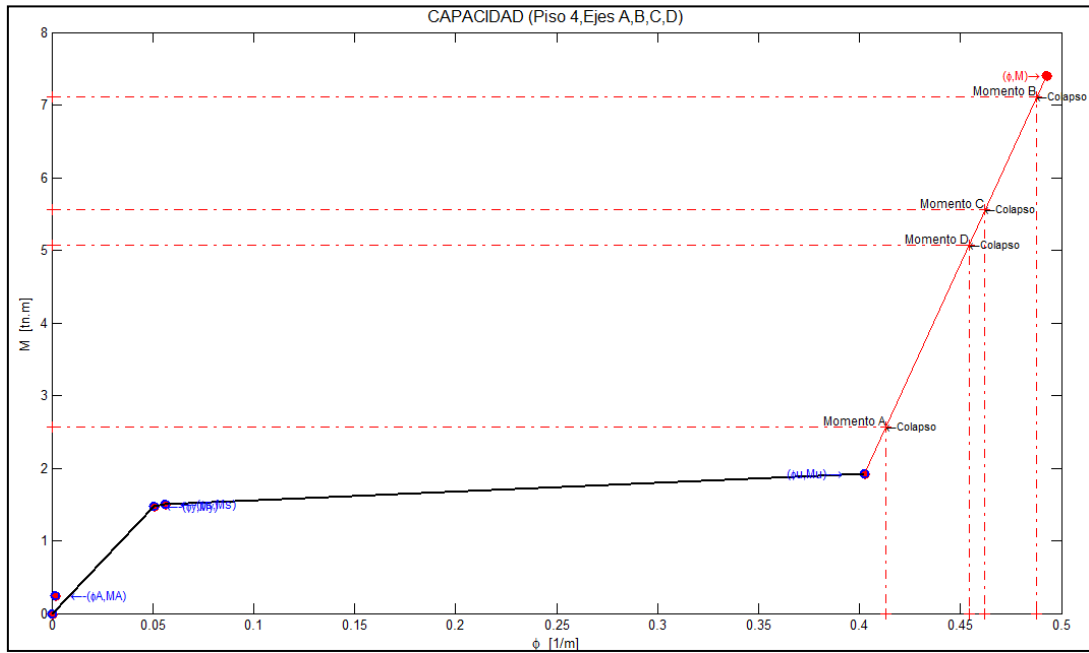


Diagrama Momento Curvatura, Piso4, extremo de los vanos AB,BC,CD, del Pórtico 2.

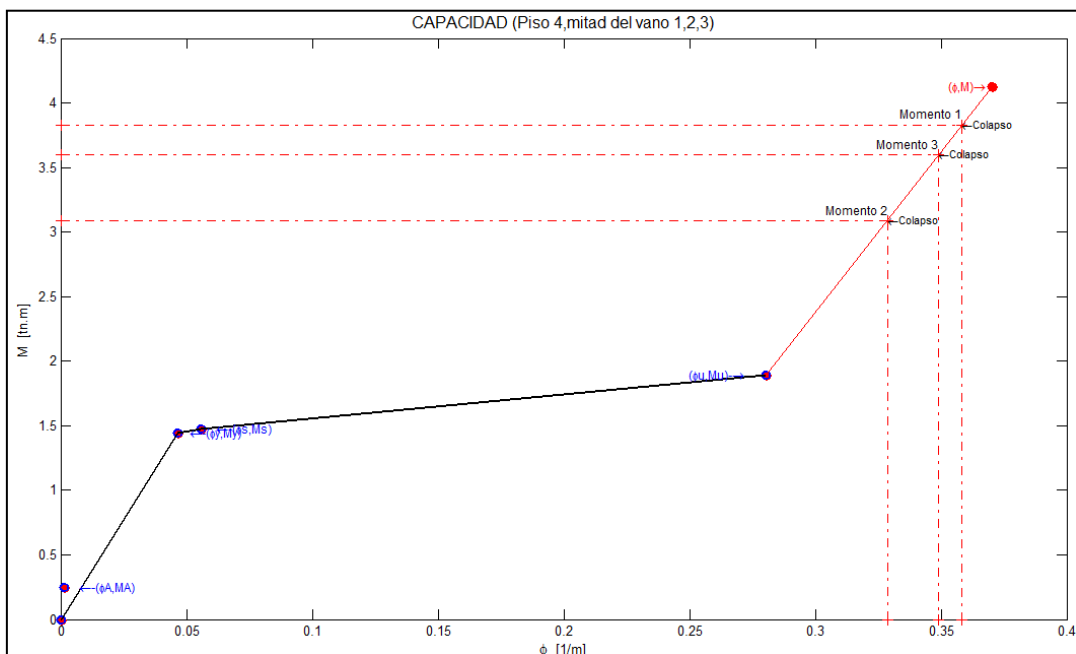


Diagrama Momento Curvatura, Piso4, mitad de los vanos AB,BC,CD, del Pórtico 2.

Columnas:

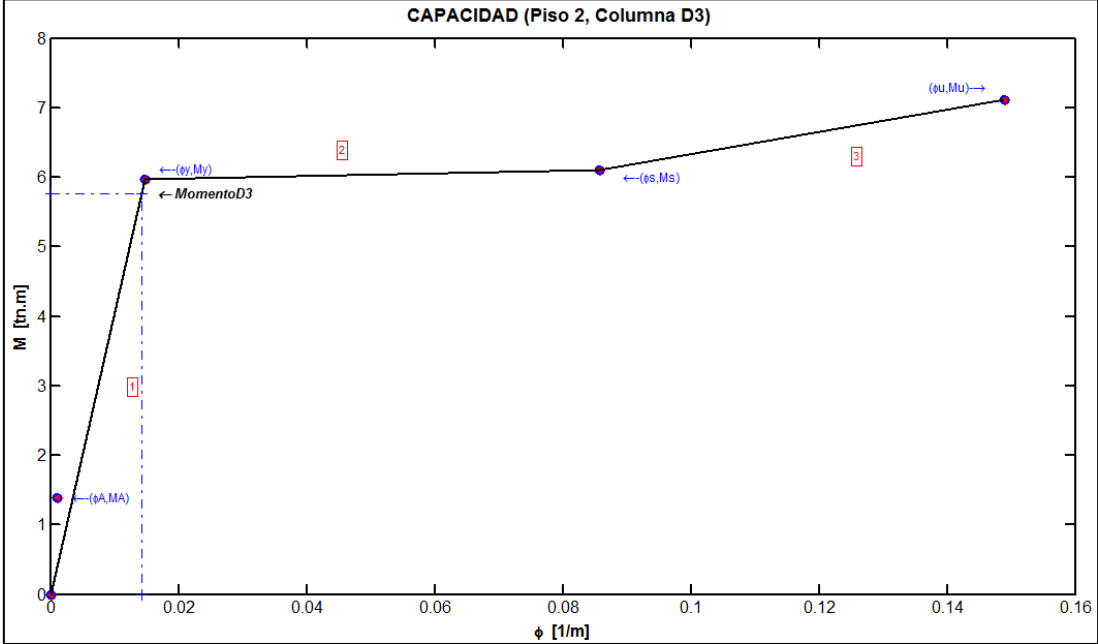


Diagrama Momento Curvatura, Piso 2, Columna "D3".

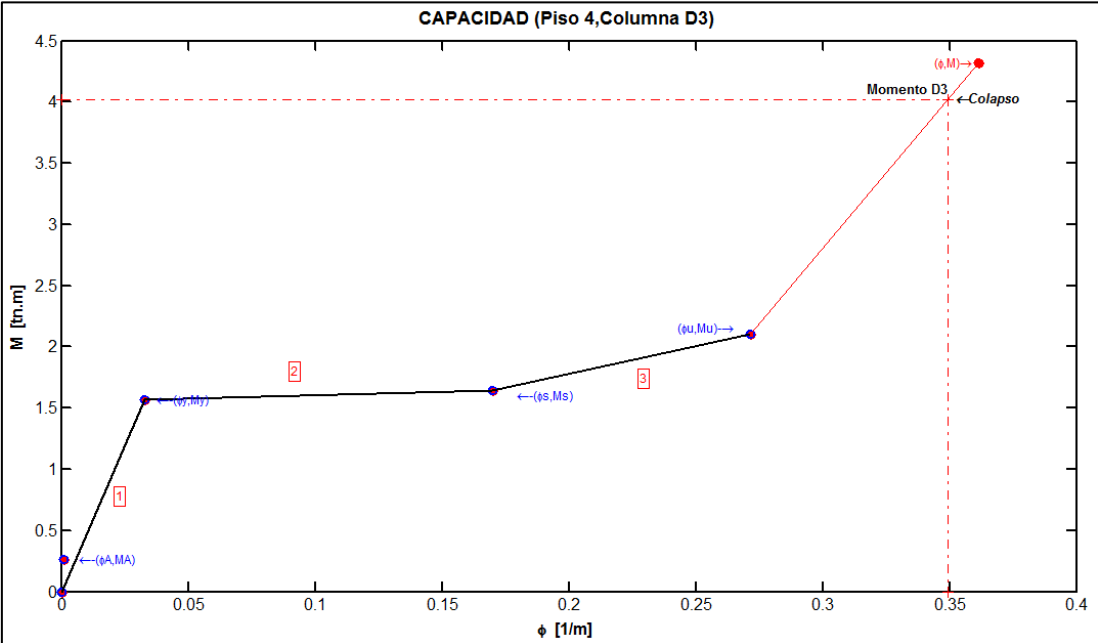


Diagrama Momento Curvatura, Piso 4, Columna "D3".

ANEXO 6. Dúctilidad e Índice de daño en vigas, Pórtico 2, Estructura teórica (datos originales).

Pórtico		IDENTIFICACIÓN		CAPACIDAD										DEMANDA	
Pórtico	Piso	Sección	Ubicación	Momento Ton.m	My Ton.m	Ms Ton.m	Mu Ton.m	$\Phi\gamma$ 1/m.	$\Phi\delta$ 1/m.	Φu 1/m.	μ	ID	Código		
2	1	30/20	Momento	3,48	2,161	2,216	2,843	0,045	0,057	0,393	8,72	1,93	Colapso		
			Negativo	8,02	2,161	2,216	2,843	0,045	0,057	0,393	8,72	8,59	Colapso		
				7,96	2,161	2,216	2,843	0,045	0,057	0,393	8,72	8,50	Colapso		
				7,79	2,161	2,216	2,843	0,045	0,057	0,393	8,72	8,25	Colapso		
			Momento	3,61	1,494	1,683	2,465	0,037	0,060	0,276	7,47	2,18	Colapso		
			Positivo	3,52	1,494	1,683	2,465	0,037	0,060	0,276	7,47	2,09	Colapso		
2	2	30/20	Momento	3,59	1,494	1,683	2,465	0,037	0,060	0,276	7,47	2,16	Colapso		
			Negativo	2,13	1,499	1,683	2,466	0,037	0,060	0,276	7,47	0,65	Fisuras		
				8,82	1,499	1,683	2,466	0,037	0,060	0,276	7,47	7,58	Colapso		
				8,57	1,499	1,683	2,466	0,037	0,060	0,276	7,47	7,32	Colapso		
			Momento	8,33	1,499	1,683	2,466	0,037	0,060	0,276	7,47	7,07	Colapso		
			Positivo	3,62	1,509	1,581	2,193	0,040	0,053	0,286	7,12	3,09	Colapso		
2	3	20/20	Momento	3,31	1,509	1,581	2,193	0,040	0,053	0,286	7,12	2,63	Colapso		
			Negativo	3,26	1,509	1,581	2,193	0,040	0,053	0,286	7,12	2,56	Colapso		
				2,05	1,475	1,499	1,916	0,051	0,056	0,402	7,97	1,30	Colapso		
				8,31	1,475	1,499	1,916	0,051	0,056	0,402	7,97	15,49	Colapso		
			Momento	7,77	1,475	1,499	1,916	0,051	0,056	0,402	7,97	14,26	Colapso		
			Positivo	7,38	1,475	1,499	1,916	0,051	0,056	0,402	7,97	13,38	Colapso		
2	4	20/20	Momento	3,59	1,446	1,476	1,895	0,046	0,0559	0,280	6,03	4,77	Colapso		
			Negativo	3,23	1,446	1,476	1,895	0,046	0,0560	0,280	6,03	3,97	Colapso		
				3,36	1,446	1,476	1,895	0,046	0,0561	0,280	6,03	4,26	Colapso		
				1,97	1,475	1,499	1,916	0,051	0,056	0,402	7,97	1,12	Colapso		
			Momento	7,22	1,475	1,499	1,916	0,051	0,056	0,402	7,97	13,02	Colapso		
			Positivo	6,56	1,475	1,499	1,916	0,051	0,056	0,402	7,97	11,52	Colapso		
2	2	20/20	Momento	5,27	1,475	1,499	1,916	0,051	0,056	0,402	7,97	8,60	Colapso		
			Negativo	3,66	1,446	1,476	1,895	0,046	0,0559	0,280	6,03	4,93	Colapso		
				3,93	1,446	1,476	1,895	0,046	0,0560	0,280	6,03	5,53	Colapso		
				3,96	1,446	1,476	1,895	0,046	0,0561	0,280	6,03	5,60	Colapso		
			Momento	3,96	1,446	1,476	1,895	0,046	0,0560	0,280	6,03	5,60	Colapso		
			Positivo	3,96	1,446	1,476	1,895	0,046	0,0561	0,280	6,03	5,60	Colapso		

ANEXO 7. Dúctilidad e Índice de daño en columnas, Estructura teórica (datos originales).

IDENTIFICACION		DEMANDA				CAPACIDAD									
Columna	Piso	Sección	Momento Ton.m	Axial Ton	My Ton.m	Ms Ton.m	Mu Ton.m	Φ_y 1/m.	Φ_s 1/m.	Φ_u 1/m.	μ	ID	Código		
A2	1	40/40	10,28	35,7	16,689	17,050	18,625	0,0115	0,0578	0,1093	9,52	0			
A2	2	30/30	5,41	25,88	6,698	6,640	7,885	0,0176	0,0886	0,1407	7,99	0			
A2	3	20/20	2,67	16,85	2,215	1,942	2,750	0,0314	0,2004	0,2342	7,45	0,85	Fisuras		
A2	4	20/20	3,64	8,32	1,740	1,738	2,286	0,0305	0,1781	0,2622	8,59	3,48	Colpaso		
C2	1	40/40	11,35	78,85	22,214	22,436	23,458	0,0158	0,0160	0,0566	3,57	0			
C2	2	30/30	5,69	58,406	9,289	9,382	9,728	0,0201	0,0203	0,0703	3,50	0			
C2	3	20/20	3,25	38,1	2,852	2,880	3,060	0,0291	0,0294	0,1255	4,31	1,91	Colpaso		
C2	4	20/20	3,18	18,84	2,330	1,986	2,615	0,0341	0,2044	0,2297	6,75	2,98	Colpaso		
B3	1	40/40	11,77	42,98	17,743	17,974	19,249	0,0129	0,0586	0,0977	7,55	0			
B3	2	30/30	5,95	31,61	7,176	7,068	8,356	0,0170	0,0912	0,1284	7,57	0			
B3	3	20/20	3,33	20,12	2,385	2,008	2,740	0,0333	0,2076	0,2262	6,78	2,66	Colpaso		
B3	4	20/20	4,11	9,51	1,794	1,778	2,393	0,0280	0,1798	0,2586	9,24	3,87	Colpaso		
D3	1	40/40	11,75	25,58	15,221	15,739	17,478	0,0100	0,0566	0,1159	11,64	0			
D3	2	30/30	5,76	18,88	5,964	6,101	7,120	0,0148	0,0857	0,1489	10,09	0			
D3	3	20/20	3,16	11,65	1,948	1,843	2,399	0,0329	0,1840	0,2514	7,64	2,69	Colpaso		
D3	4	20/20	4,02	5,18	1,566	1,647	2,104	0,0327	0,1700	0,2715	8,29	4,56	Colpaso		

ANEXO 8. Visita realizada a la Residencia-ESPE, y uso del esclerómetro.



Vista Frontal y Posterior del bloque "A".



Alineación de las vigas (Vista posterior) y Terraza del Bloque "A".



Vista interior del Piso 4 y Piso 1.



Columna y balcón del Piso 4.



Uso del esclerómetro en Piso 3 y Piso 2.

ANEXO 9: Análisis de cargas verticales, Residencia - ESPE

LOSA: (Considerandose 1m²)

Piso 1, Piso 2, Piso 3, Piso 4: (h=25cm)

<u>Nervio:</u>		<u>Carpeta de compresión:</u>	
Largo=	4 m	Área=	1 m ²
ancho=	0,1 m	espesor=	0,05 m
alto=	0,2 m	Volumen=	0,05 m ³
Volumen=	0,08 m ³	γh=	2,4 tn/m ³
γh=	2,4 tn/m ³	Peso=	0,12 tn
Peso=	0,192 tn		
<u>Bloques:</u>			
dimen.:	20x40x20		
Peso bloque:	12 kg/bloque		
#bloq.=	8		
Peso bl.=	0,096 tn		
		<u>Peso total:</u>	
		Peso total=	0,408 tn
		Área=	1 m ²
		Peso losa1=	0,408 tn/m ²

Resumen:

	Área losa	Peso losa	Peso losa
	(m ²)	(tn/m ²)	(tn)
Piso 1	595,513	0,408	242,969
Piso 2	595,513	0,408	242,969
Piso 3	595,850	0,408	243,107
Piso 4	595,850	0,408	243,107

VIGAS:

Piso1:		Piso2:	
Longitud=	235,2 m	Longitud=	235,2 m
ancho=	0,35 m	ancho=	0,35 m
alto=	0,6 m	alto=	0,6 m
Volumen=	49,392 m ³	Volumen=	49,392 m ³
γh=	2,4 tn/m ³	γh=	2,4 tn/m ³
Peso vigas1=	118,541 tn	Peso vigas2=	118,541 tn
Piso3:		Piso4:	
Longitud=	238,2 m	Longitud=	238,2 m
ancho=	0,35 m	ancho=	0,35 m
alto=	0,6 m	alto=	0,6 m
Volumen=	50,022 m ³	Volumen=	50,022 m ³
γh=	2,4 tn/m ³	γh=	2,4 tn/m ³
Peso vigas3=	120,053 tn	Peso vigas4=	120,053 tn

COLUMNAS:

Piso1:		Piso2:	
Altura=	3,2 m	Altura=	3,2 m
base=	0,55 m	base=	0,55 m
ancho=	0,5 m	ancho=	0,5 m
Volumen=	0,88 m3	Volumen=	0,88 m3
# columnas=	24 / piso	# columnas=	24
Volumen tot=	21,12 m3	Volumen tot=	21,12 m3
yh=	2,4 tn/m3	yh=	2,4 tn/m3
Peso col1=	50,688 tn	Peso col2=	50,688 tn
Piso3:		Piso4:	
Altura=	3,2 m	Altura=	3,2 m
base=	0,4 m	base=	0,4 m
ancho=	0,5 m	ancho=	0,5 m
Volumen=	0,64 m3	Volumen=	0,64 m3
# columnas=	24 / piso	# columnas=	24
Volumen tot=	15,36 m3	Volumen tot=	15,36 m3
yh=	2,4 tn/m3	yh=	2,4 tn/m3
Peso col3=	36,864 tn	Peso col4=	36,864 tn

PAREDES

	Area total (m2)	Pared (kg/m2)	Pared (Tn/m2)	Peso pared. (Tn)
Piso 1	692,84	200	0,2	138,57
Piso 2	692,84	200	0,2	138,57
Piso 3	692,84	200	0,2	138,57
Piso 4	692,84	200	0,2	138,57

ACABADOS:

	Area total (m2)	Acabados (kg/m2)	Acabados (Tn/m2)	Peso acab. (Tn)
Piso 1	692,84	150,00	0,15	103,93
Piso 2	692,84	150,00	0,15	103,93
Piso 3	692,84	150,00	0,15	103,93
Piso 4	692,84	150,00	0,15	103,93

CARGA TOTAL:

	Peso losa (Tn)	Peso vigas (Tn)	Peso Col. (Tn)	Peso pared. (Tn)	Peso acab. (Tn)	P Total (Tn)
Piso 1	242,969	118,541	50,688	138,567	103,925	654,690
Piso 2	242,969	118,541	50,688	138,567	103,925	654,690
Piso 3	243,107	120,053	36,864	138,567	103,925	642,516
Piso 4	243,107	120,053	36,864	138,567	103,925	642,516

	Area total	P Total	P Total
	(m2)	(Tn)	(Tn/m2)
Piso 1	692,84	654,69	0,94
Piso 2	692,84	654,69	0,94
Piso 3	692,84	642,52	0,93
Piso 4	692,84	642,52	0,93

	C viva	C viva	C muerta
	(Tn/m2)	(Tn) [25%]	(Tn)
Piso 1	0,20	34,64	654,69
Piso 2	0,20	34,64	654,69
Piso 3	0,20	34,64	642,52
Piso 4	0,20	34,64	642,52

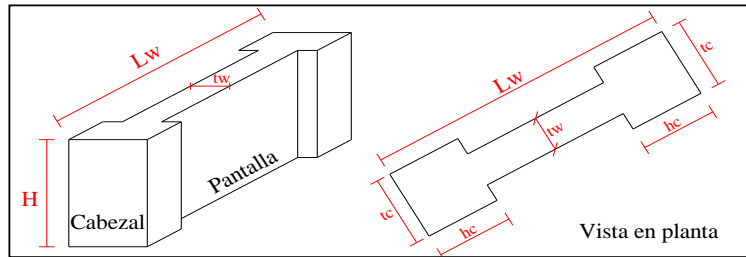
Nota:

- Se considera solamente el 25% de la carga viva, ya que existe el 25% de probabilidad que toda la carga viva este presente en un sismo.
- En el análisis de cargas presentado, no se consideraron las cargas de los volados que tiene la estructura.

ANEXO 10. Diseño del Muro "M1", piso1. Edificio Residencia-ESPE

Datos:

$f'c=$	210 kg/cm ²
$Fy=$	4200 kg/cm ²
$Lw=$	1,1 m
$tw=$	0,35 m
$H=$	3,2 m
$Mu=$	115 tn.m
$Nu=$	50,92 tn
$Vu=$	44,68 tn
$Np=$	4 (np=# pisos)
$tc=$	0,35 m
$hc=$	0,35 m



Condiciones:

$(Lw-2*hc)/tw \leq 40$	OK
$H/tw \leq 17$	OK
$tw \geq 13\text{cm}$	OK

Vu de diseño (Vud) :

(Código Neozelandes)

$\phi_0 =$	1,2	[ϕ_0 = factor de sobreesfuerzo]
$Wv=$	1,3	[Wv =factor de magnificación dinámica de corte/en función de np]
$Vud=$	69,70	tn

$$Vud = Vu * \phi_0 * Wv$$

Cortante máximo admisible ($Vmadm$) :

$Vmadm=$	118,28	tn
----------	--------	----

$$Vmadm = 2,65 * \sqrt{f'c} * tw * 0,8 * Lw$$

$Vmadm > Vud$?? **OK**

Armadura Longitudinal (Vertical)

$\rho =$	0,0165	[ρ "asumido"]
----------	--------	----------------------

$Aw=$	3850	cm ²
$As=$	63,525	cm ²
$Nn=$	72,743	tn
$\beta_1=$	0,85	

$$Aw = tw * Lw$$

$$As = \rho * Aw$$

$$Nn = Nu / \phi \quad \phi = 0,70$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad [\text{Si: } f'c \leq 350\text{kg/cm}^2]$$

$c=$	33,42	cm
$0,5 * Lw=$	55,00	cm

$C < 0,5 * Lw$?? **OK**

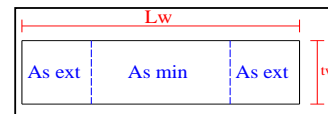
$$c = \left[\frac{\frac{\rho * Fy}{f'c} + \frac{Nn}{Aw * f'c}}{0,85 * \beta_1 + 2 * \rho * Fy / f'c} \right] * Lw$$

$Mn=$	130,02	tn.m
$\phi * Mn =$	117,02	tn.m
$Mu =$	115,00	tn.m

$\phi * Mn > Mu$?? **OK**

$$Mn = 0,5 * As * Lw * Fy * (1 + Nn / (As * Fy)) * (1 - c / Lw)$$

$$\phi = 0,90$$



$$Ast = \rho * Aw$$

$$Asmin = 0,0025 * Aw \quad [\text{pantalla}]$$

$tw > 0,1 \rightarrow$ Colocar $Asmin$ en al menos 2 capas!

$$As \text{ ext} = (Ast - Asmin) / 2 \quad [c/\text{extremo}]$$

Entonces:

$Ast=$	63,525	cm ²
$Asmin=$	9,625	cm ²

$As \text{ ext}=$	26,95	cm ²
-------------------	-------	-----------------

Refuerzo seleccionado:

As pant=	7,11	cm ²
As cab=	25,12	cm ²

9 ø 10mm [pantalla]
8 ø 20mm [cabezales]

Nota: Se pone "Asmin" en la pantalla para evitar los efectos de cambio de temperatura y efectos del fraguado.

Armadura Horizontal

Se asume:

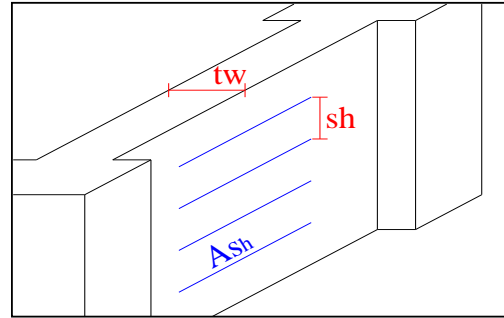
øh=	10	mm	
@	15	cm	[sh]
en la(s)	2	cara(s)	[#caras]

[Ash = π*øh ² /4 *#caras]		
Ash=	1,57	cm ²

ph=	0,00299
ρminh=	0,00180

ph > ρminh ??

OK



$$ph = Ash / (sh * tw)$$

$$\rho_{minh} = 0,0018$$

Según el ACI:

øVn=	66,26	tn
------	-------	----

øVn > Vud ??

No cumple condición!, aumente øh!

$$\phi V_n = 0,85 * A_w * (0,53 * \sqrt{f'_c} + \rho_h * F_y)$$

Revisión de los cabezales como columna corta:

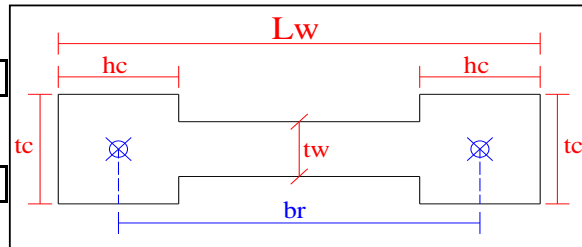
Por tener elementos de borde, se revisa estos como columna corta.

br=distancia entre ejes de cabezales

br=	0,75	m
-----	------	---

$$A_g = hc * tc$$

Ag=	1225,00	cm ²
-----	---------	-----------------



Puc=	175,73	tn
------	--------	----

ø =	0,70
-----	------

Pnmax=	179,02	tn
--------	--------	----

Pnmax > Puc ??

OK

$$P_{uc} = N_u / 2 + M_u / br$$

$$P_{nmax} = 0,80 * \phi * (0,85 * f'_c * (A_g - A_{s\ cab}) + A_{s\ cab} * F_y)$$

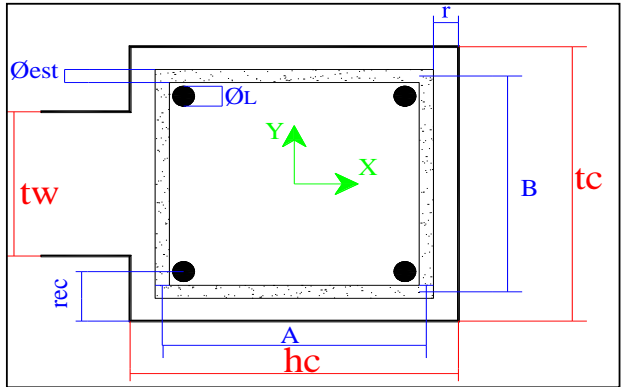
Nota: -Por ser Vud un poco mayor a ø*Vn, se pasa por alto esta condición, además para cumplir dicha condición, se necesita estribos de ø10mm @ 13cm, espaciamento que no es usado al momento de la construcción de este elemento.

- Fuente: Apuntes de cuaderno de Homigón Armado II, Prof. Ing. Zuñiga, (2008), ESPE.

Armatura transversal de los cabezales:

hc=	35	cm
tc=	35	cm
rec:	5	cm
φest:	10	mm
φL:	20	mm

r:	3	cm
A:	28	cm
B:	28	cm



A _G =	1225	cm ²
A _c =	784	cm ²

$A_G = hc \cdot tc$
 $A_c = A \cdot B$

Armatura transversal por confinamiento:

Sentido "X":

Si h':	28	cm
--------	----	----

$$s \leq \left(\frac{tc}{4} ; \frac{hc}{4} ; 10cm \right)$$

tc/4=	8,75	cm
hc/4=	8,75	cm
s=	8,75	cm

$$Ash \Rightarrow \left[\frac{0.30(s) \cdot h' \cdot f'c}{F_y} \left(\frac{A_G}{A_c} - 1 \right) \right]; \left[\frac{0.09(s) \cdot h' \cdot f'c}{F_y} \right]$$

Ash _{1(x)} :	2,067	cm ²
Ash _{2(x)} :	1,103	cm ²
Ash_(x):	2,067	cm²

Sentido "Y":

Si h':	28	cm
--------	----	----

$$s \leq \left(\frac{hc}{4} ; \frac{tc}{4} ; 10cm \right)$$

tc/4=	8,75	cm
hc/4=	8,75	cm
s=	8,75	cm

$$Ash \Rightarrow \left[\frac{0.30(s) \cdot h' \cdot f'c}{F_y} \left(\frac{A_G}{A_c} - 1 \right) \right]; \left[\frac{0.09(s) \cdot h' \cdot f'c}{F_y} \right]$$

Ash _{1(x)} :	2,067	cm ²
Ash _{2(x)} :	1,103	cm ²
Ash_(x):	2,067	cm²

Resumen - Armadura transversal en cabezales:

	Sentido "Y"		Sentido "X"
	[cm ²]		[cm ²]
Ashx:	2,07	Ashy:	2,07

Armadura asumida → 2 ø 10mm + 1 ø 10mm @ 15cm

2 ø 10mm + 1 ø 10mm @ 15cm

Nota: Por facilidad constructiva, se pone estribos cerrados en los cabezales, cada 15cm.

Revisión por Cortante en el Muro, según ACI (Cap. 11-10)

Mu=	115	tn.m
Nu=	50,92	tn
Vu=	44,68	tn

Lw=	1,1	m
tw=	0,35	m

Vc: Resistencia del hormigón

$(Mu/Vu - Lw/2) =$	202,39	cm
--------------------	--------	----

Nota: Si $(Mu/Vu - Lw/2) < 0$; solo se usa $Vc1$

$$Vc_1 = 0,88 \cdot \sqrt{f'c} \cdot tw \cdot 0,8 \cdot Lw + \frac{Nu \cdot 0,8 \cdot Lw}{4 \cdot Lw}$$

Vc ₁ =	39,29	tn
-------------------	-------	----

$$Vc_2 = \left[0,16 \cdot \sqrt{f'c} + \frac{Lw \cdot \left(0,33 \cdot \sqrt{f'c} + \frac{0,2 \cdot Nu}{Lw \cdot tw} \right)}{\frac{Mu}{Vu} - \frac{Lw}{2}} \right] \cdot tw \cdot 0,8 \cdot Lw$$

Vc ₂ =	19,57	tn
-------------------	-------	----

Vc, es la menor entre Vc₁ y Vc₂; por lo tanto:

Vc=	19,57	tn
-----	-------	----

φ =	0,85	
φ*Vc=	16,64	tn

Vu < φ*Vc ??

No cumple condición, hallar Vs

Vs:

sh:

sh=espaciamiento entre las varillas horizontales

sh ≤

Lw/5=	22	cm
3*tw=	105	cm
450mm=	45	cm
shmax=	22	cm

sh:	15	cm
-----	----	----

OK, sh < shmax

φh:	10	mm
#r:	2	

φh=diámetro de las varillas horizontales

#r=número de ramales, para varillas horizontales

Avh=	1,571	cm ²
Vs=	38,704	tn

$$[Avh = \pi \cdot \phi h^2 / 4 \cdot \#r]$$

$$[Vs = Avh \cdot Fy \cdot 0,8 \cdot Lw / sh]$$

Vn:

φ =	0,85	
φ*Vn=	49,54	tn

Vu < φ*Vc ??

OK

$$[\phi \cdot Vn = \phi \cdot Vc + \phi \cdot Vs]$$

La cuantía del refuerzo horizontal propuesto para cortante:

ρt =	0,00299
ρt _{min} =	0,00250

$$[\rho_t = Avh / (sh \cdot tw)]$$

$$[\rho_{t_{min}} = 0,0025]$$

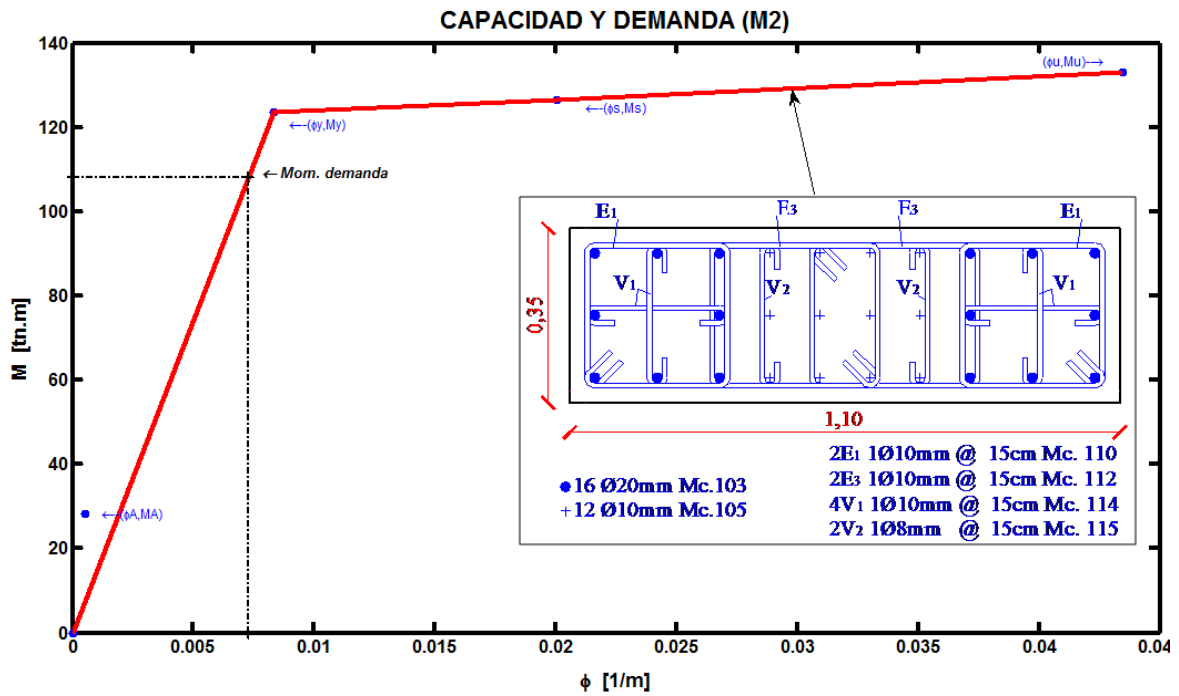
[ACI 11.10.9.2]

ρt_{min} < ρt ??

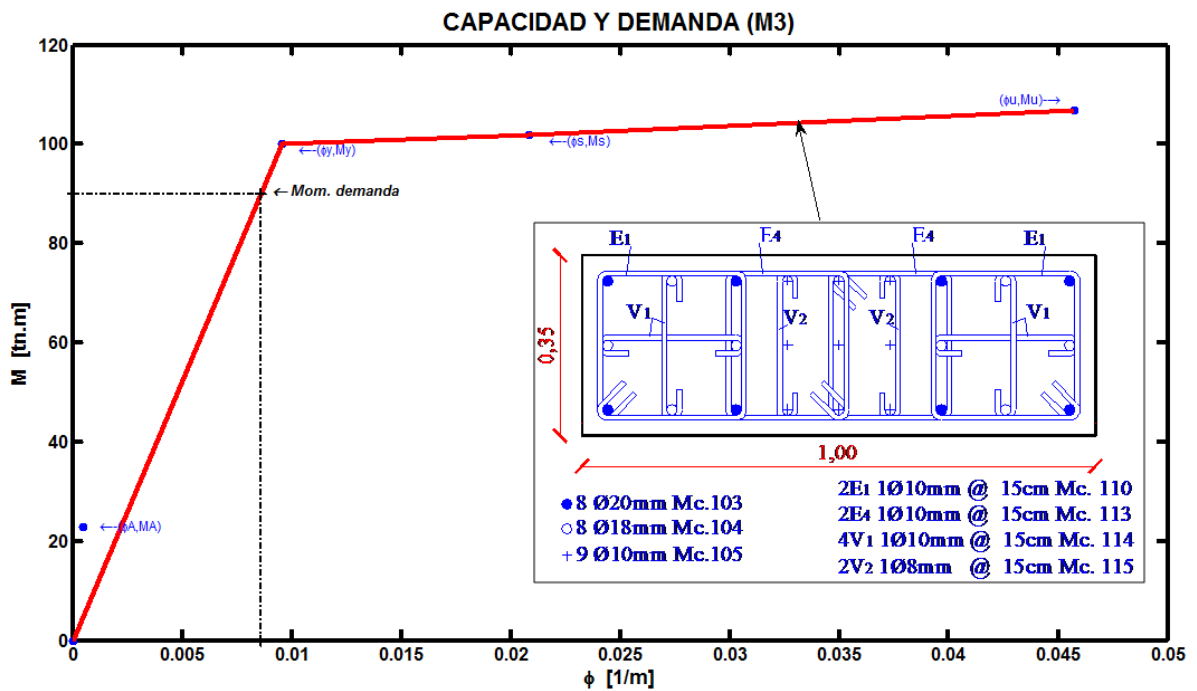
OK

Nota: Con los 2 chequeos realizados para la armadura horizontal en la pantalla, se observa que tienen resultados similares, por tal razón se asume varillas de φ10mm @ 15cm.

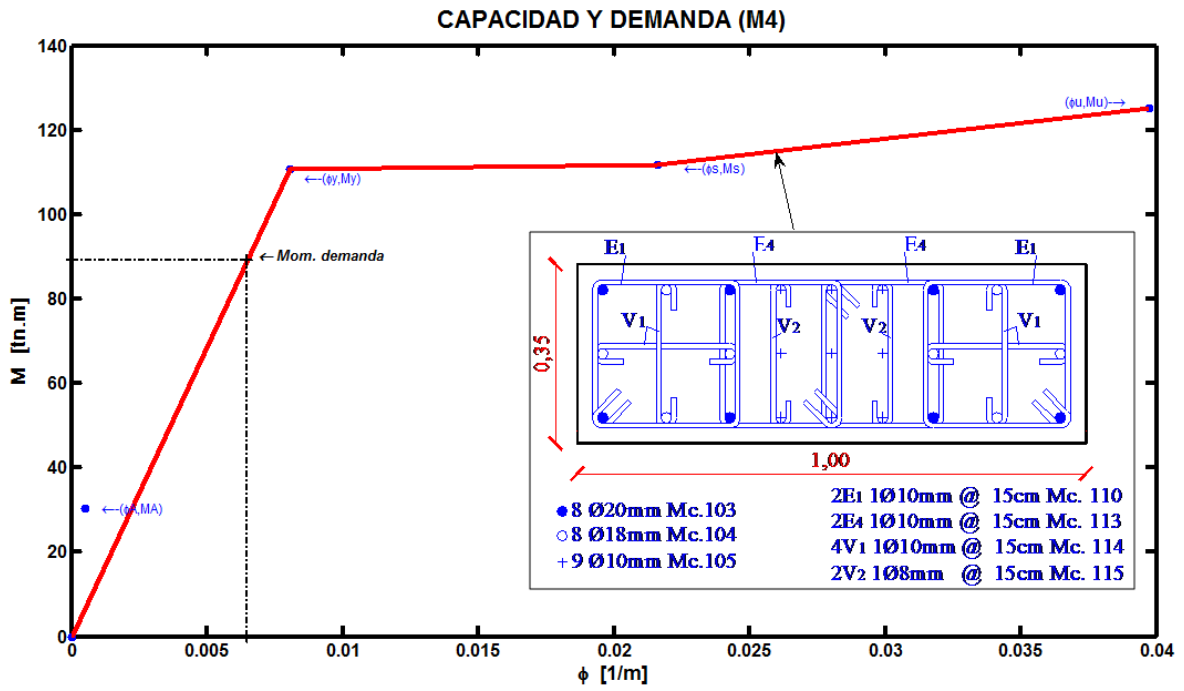
ANEXO 11. Curvas de Capacidad y Demanda para los muros de diseño, Edificio Residencia-ESPE.



Curva de Capacidad y Demanda, Muro "M2", Piso1.

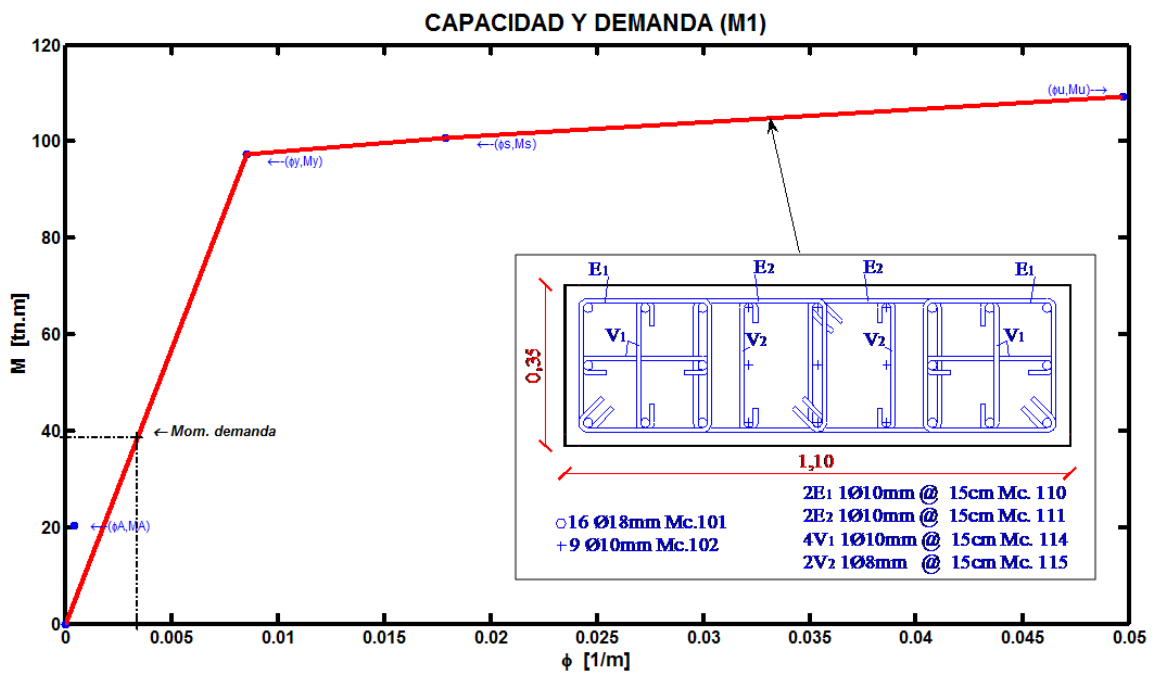


Curva de Capacidad y Demanda, Muro "M3", Piso1.

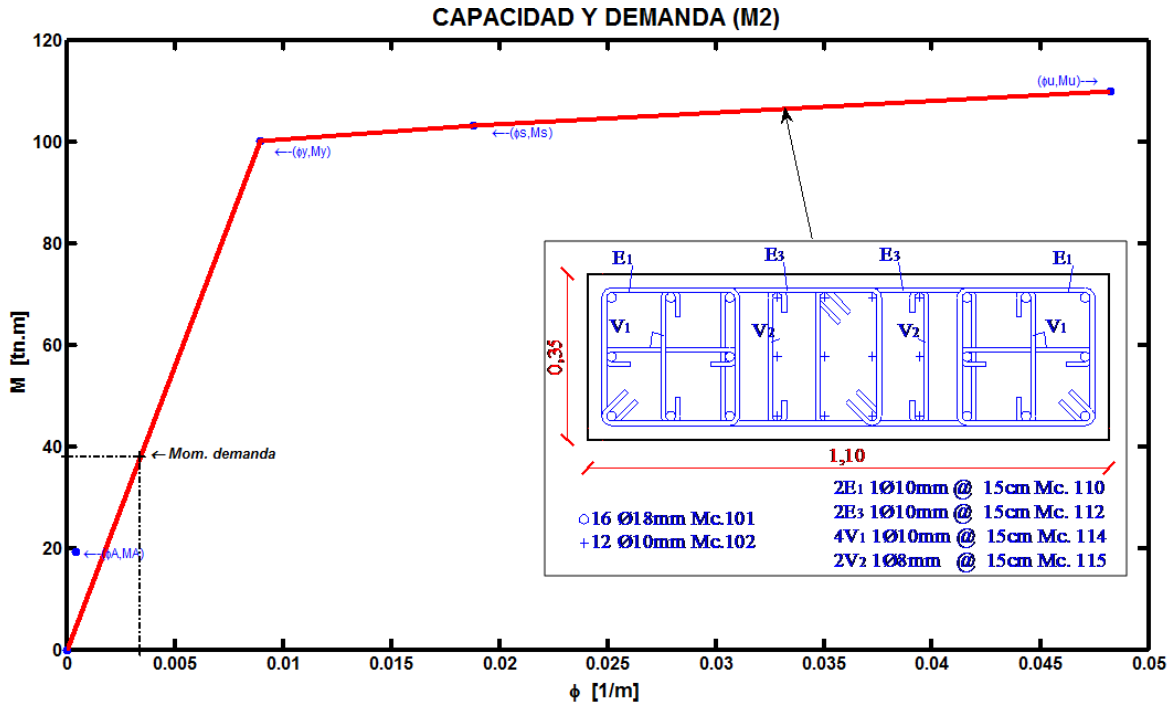


Curva de Capacidad y Demanda, Muro "M4", Piso1.

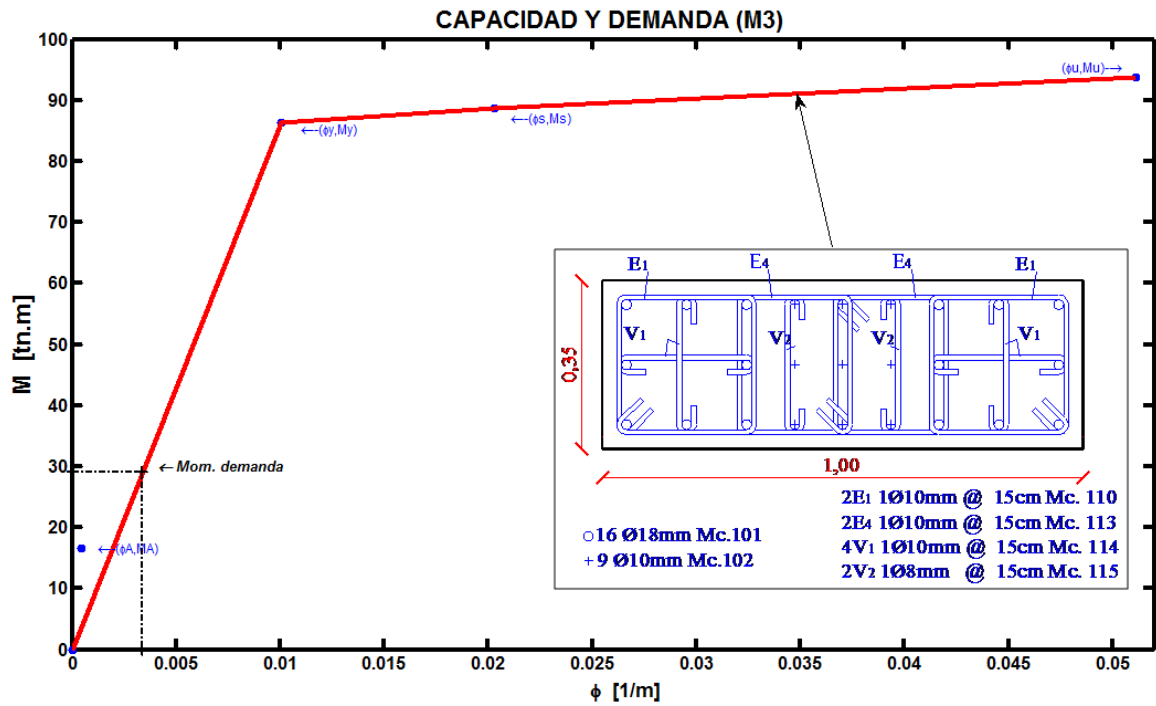
Para el piso 3:



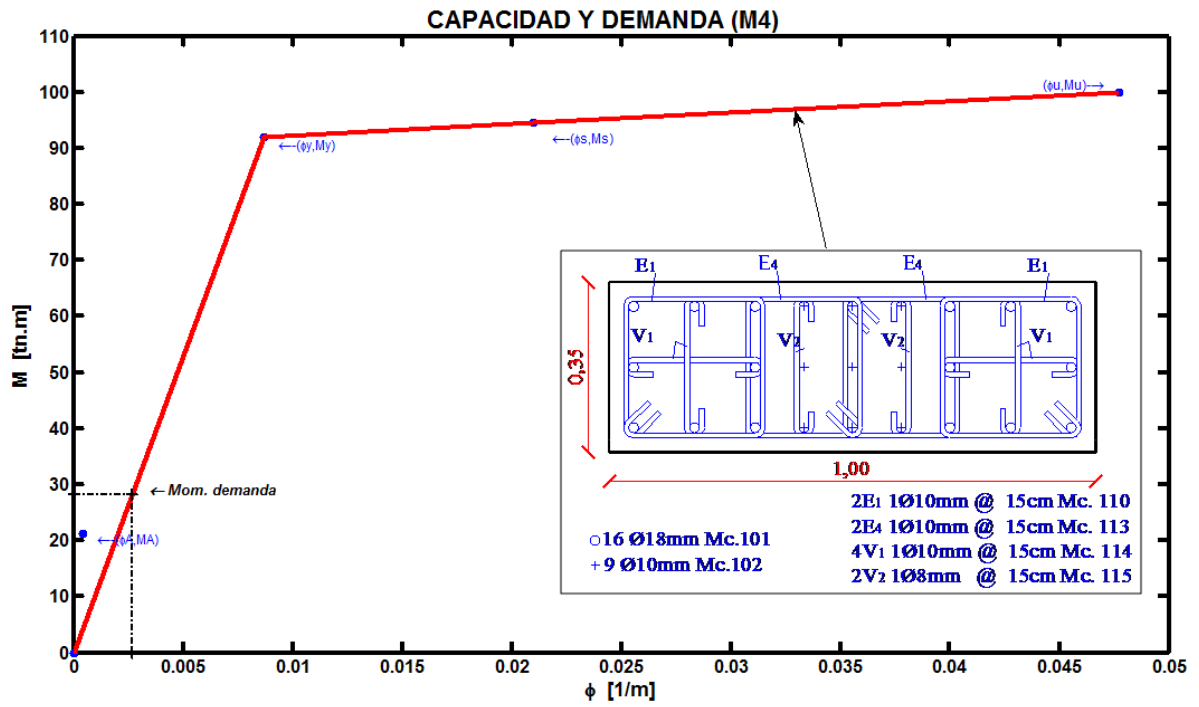
Curva de Capacidad y Demanda, Muro "M1", Piso3.



Curva de Capacidad y Demanda, Muro "M2", Piso3.



Curva de Capacidad y Demanda, Muro "M3", Piso3.



Curva de Capacidad y Demanda, Muro "M4", Piso3.

ANEXO 12. Diseño de cimentación, Muro "M1",Residencia ESPE

DISEÑO DE PLINTOS

Diseñar el plinto que esta sometido a las siguientes solicitaciones correspondiente a estados de carga gravitacional de servicio y últimas

1. FUERZAS Y MOMENTOS

$$\begin{array}{l} M_x = \boxed{68,000} \text{ KN-m} \\ M_y = \boxed{683,247} \text{ KN-m} \\ F_z = \boxed{500,00} \text{ KN} \end{array}$$

CARGAS EN COLUMNA		
$F_x^* -1$	0,0	Kn
$F_y^* -1$	0,0	Kn
$M_x^* -1$	-68,0	Kn-m
$M_y^* -1$	-683,2	Kn-m

2. GEOMETRIA DE LOS ELEMENTOS

Para disminuir los asentamientos es preciso considerar que la carga debe transmitirse al suelo, de acuerdo a las condiciones que este presenta y sobre un área tal que las presiones generadas (llamadas de contacto) no superen las admisibles del suelo.

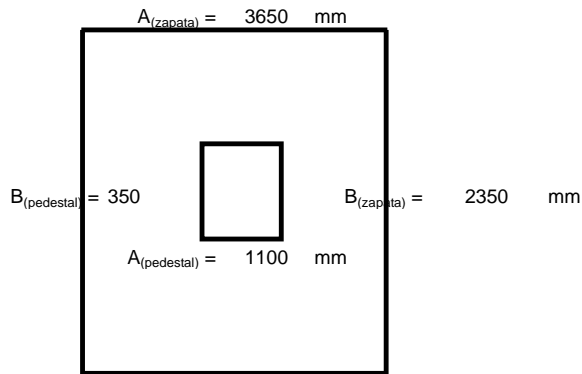
Se impone las dimensiones del plinto cumpliendo el área necesaria para soportar las cargas de servicio .

$$A_{requerida} = P / \text{resistencia del suelo}$$

$$\begin{array}{l} A_{(zapata)} = \boxed{3,65} \text{ m} \\ B_{(zapata)} = \boxed{2,35} \text{ m} \\ e_{(zapata)} = \boxed{0,50} \text{ m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} A_{(pedestal)} = \boxed{1,10} \text{ m} \\ B_{(pedestal)} = \boxed{0,35} \text{ m} \\ h_{(pedestal)} = \boxed{2,00} \text{ m} \end{array}$$

3. ESQUEMA



4. PESO DE ZAPATA Y RELLENO

Como es de nuestro conocimiento la excentricidad va ser inversamente proporcional a la carga axial. Lo que se pretende en una cimentación es que la excentricidad sea mínima o sea nula es por esta razón que se ha tomado en cuenta la carga generada por los siguientes elementos

$$H_{tot} = \boxed{2,50} \text{ m}$$

Profundidad Total. De la cimentación

$$Peso\ zapata = [A_{(ZAPATA)} * B_{(ZAPATA)} * e_{(ZAPATA)} + A_{(PEDESTAL)} * B_{(PEDESTAL)} * H_{(PEDESTAL)}] * \gamma_{(HORMIGON)}$$

$$Peso\ zapata = \boxed{118,98} \text{ KN}$$

$$Peso\ relleno = [A_{(ZAPATA)} * B_{(ZAPATA)} - A_{(PEDESTAL)} * B_{(PEDESTAL)}] * \gamma_{(SUELO)} * h_{(PEDESTAL)}$$

$$Peso\ relleno = \boxed{289,03} \text{ KN}$$

5. PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE DISEÑO

Estas propiedades van a ser muy importantes al momento de analizar el momento y la carga axial que la columna transmite a la cimentación.

$$c_x = \frac{A_{(zapata)}}{2}$$

$$c_x = \boxed{1,83} \text{ m}$$

$$c_y = \frac{B_{(zapata)}}{2}$$

$$c_y = \boxed{1,18} \text{ m}$$

$$\text{Area} = (A * B)_{zapata}$$

$$\text{Area} = \boxed{8,58} \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{A_{(zapata)} * B_{(zapata)}^3}{12}$$

$$I_x = \boxed{3,95} \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{B_{(zapata)} * A_{(zapata)}^3}{12}$$

$$I_y = \boxed{9,52} \text{ m}^4$$

6. ESFUERZOS DE REACCIÓN EN EL SUELO

En la mayoría de estructuras se presenta excentricidades de carga que llegan a los pies de las columnas. Estas excentricidades pueden darse porque la columna no es físicamente zapata concéntrica con el área de la zapata o porque la columna transmite a la un momento flector, además de la carga axial (excentricidades real y virtual)

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{P * e * c}{I}$$

P = carga Axial

M = P * e

M = Momento producido por la excentricidad

A = Área de la Zapata

e = Excentricidad de la carga

C = Distancia de la Fibra en compresión al eje neutro

I = Inercia de la sección en planta de la zapata

$$\sigma = \frac{Fz + \text{Peso zapata} + \text{Peso relleno} + \text{Peso Bodega}}{\text{Area}}$$

$$\sigma = \boxed{110,30} \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{M * c}{I}(x) = \frac{[(M_y + M_{adic(y)}) * c_x]}{I_y}$$

$$\frac{M * c}{I}(x) = \boxed{130,94} \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{M * c}{I}(y) = \frac{[(M_x + M_{adic(x)} + M_{adic(x) excent}) * c_y]}{I_x}$$

$$\frac{M * c}{I}(y) = \boxed{20,241} \text{ KN/m}^2$$

7. ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO (Q ADMISIBLE)

Generalmente cuando no se tiene estudios sobre la resistencia del suelo se toma valores entre 2 y 3 Kg/cm². Nuestra estructura se encuentra ubicada en un tipo de suelo cangagua por consiguiente el esfuerzo de suelo es 2.5 Kg/cm²

$$Q_{adm} = \boxed{245,40} \text{ KN/m}^2$$

8. ESFUERZO MÁXIMO EN EL SUELO, SENTIDO (x)

Consideramos que el suelo trabaja con un comportamiento elástico y a continuación se presenta el cálculo del esfuerzo máximo del suelo por medio de ecuaciones tradicionales de resistencia de materiales para carga axial más flexión

$$\frac{P}{A} + \frac{M \cdot c}{I}$$

$$\frac{P}{A} - \frac{M \cdot c}{I}$$

$$\frac{P}{A} + \frac{M \cdot c}{I} (x) = \boxed{241,24} \text{ KN/m}^2 \quad \frac{P}{A} - \frac{M \cdot c}{I} (x) = \boxed{-20,64} \text{ KN/m}^2$$

$$e_x = \left[\frac{M_y + M_{adic(y)}}{\text{Peso zapata} + \text{Peso relleno} + Fz + \text{Peso Bodega}} \right]$$

$$e_x = 0,722 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_x = \boxed{0,73} \text{ m}$$

9. CHEQUEO DE ESFUERZOS (TRACCION Y COMPRESIÓN)

Los asentamientos diferenciales se producen no solo entre zapatas o columnas adyacentes, sino también dentro de una misma zapata. Para minimizar este efecto es preciso tratar de uniformizar los diagramas de las presiones de contacto. Esto se alcanza minimizando a su vez anulando la excentricidad, caso contrario se obtendrá un diagrama de presiones trapezoidal. En el diseño de cimentaciones por ningún concepto deben permitirse esfuerzos o presiones negativas porque esto implica volteo de la zapata o rotura del suelo

SENTIDO X

Cuando se tiene solo esfuerzos a compresión se diseña el plinto de la manera convencional pero cuando se tiene esfuerzo de tracción se aplica un nuevo concepto que a continuación se presenta :

$$\text{Si } \frac{P}{A} + \frac{M \cdot C}{I} > 0 \Rightarrow \sigma_{(\text{sin traccion})} = \text{nulo}$$

$$\text{No } \Rightarrow \sigma_{(\text{sin traccion})} = \frac{2 * (FZ + \text{Peso zapata} + \text{Pesorelleno} + \text{Peso Bodega})}{3 * B_{(zap)} * \left(\frac{A_{(zap)}}{2} - e_x \right)}$$

$$\sigma_{(\text{sin traccion})} = \boxed{245,12} \text{ Kn/m}^2$$

$$\text{Si } \frac{P}{A} - \frac{M \cdot C}{I} > 0 \Rightarrow \sigma_{(\text{sin traccion})} = \text{nulo}$$

$$\sigma_{(\text{sin traccion})} < Q_{adm} \quad \boxed{\text{Ok}}$$

$$\text{No } \Rightarrow \sigma_{(\text{sin traccion})} = \frac{2 * (FZ + \text{Peso zapata} + \text{Pesorelleno} + \text{Peso Bodega})}{3 * B_{(zap)} * \left(\frac{A_{(zap)}}{2} - e_x \right)}$$

ESFUERZO MÁXIMO EN EL SUELO, SENTIDO Y

$$\frac{P}{A} + \frac{M \cdot c}{I}$$

$$\frac{P}{A} - \frac{M \cdot c}{I}$$

$$\frac{P}{A} + \frac{M \cdot c}{I}(y) = \boxed{130,55} \text{ KN/m}^2 \quad \frac{P}{A} - \frac{M \cdot c}{I}(y) = \boxed{90,06} \text{ KN/m}^2$$

$$e_y = \left[\frac{M_x + M_{\text{adic}}(x) + M_{\text{adic}}(x) \text{ excentr}}{\text{Peso zapata} + \text{Peso relleno} + F_z} \right]$$

$$e_y = 0,072 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_y = \boxed{0,08} \text{ m}$$

$$\text{Si } \frac{P}{A} + \frac{M \cdot C}{I} > 0 \Rightarrow \sigma_{(\text{sin traccion})} = \text{nulo}$$

$$\text{No } \Rightarrow \sigma_{(\text{sin traccion})} = \frac{2 \cdot (FZ + \text{Peso zapata} + \text{Pesorellen} + \text{PesoBodega})}{3 \cdot A_{(\text{zap})} \cdot \left(\frac{B_{(\text{zap})}}{2} - e_y \right)}$$

$$\text{Si } \frac{P}{A} - \frac{M \cdot C}{I} > 0 \Rightarrow \sigma_{(\text{sin traccion})} = \text{nulo} \quad \sigma_{(\text{sin traccion})} = \boxed{0,00} \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_{(\text{sin traccion})} < Q_{\text{adm}} \quad \boxed{\text{Ok}}$$

$$\text{No } \Rightarrow \sigma_{(\text{sin traccion})} = \frac{2 \cdot (FZ + \text{Peso zapata} + \text{Pesorellen} + \text{PesoBodega})}{3 \cdot A_{(\text{zap})} \cdot \left(\frac{B_{(\text{zap})}}{2} - e_y \right)}$$

10. EMPUJE PASIVO (x) Y (y)

$$\theta = \boxed{30,00}^\circ \quad A_s = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

$$Kp_{(x)} = \frac{1}{2} \left(\frac{1 + \text{Sen } \theta}{1 - \text{Sen } \theta} \right)$$

$$Kp_{(x)} = \boxed{54,67} \text{ KN}$$

$$Kp_{(y)} = \frac{1}{2} \left(\frac{1 + \text{Sen } \theta}{1 - \text{Sen } \theta} \right) \cdot \gamma_{\text{SUELO}} \cdot D_f^2 \cdot A_{(\text{pedestal})}$$

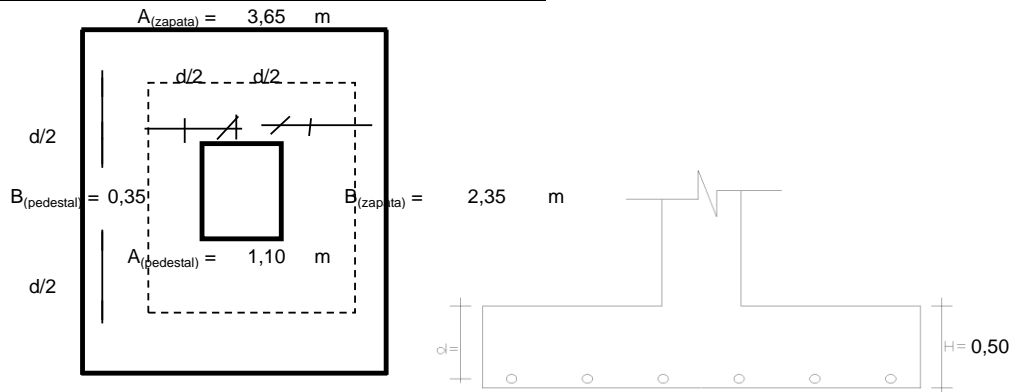
$$Kp_{(y)} = \boxed{171,81} \text{ KN}$$

11. PUNZONAMIENTO

Datos:

$$Pu = \boxed{500,00} \text{ Kn} \quad \text{Carga de la columna calculada para cargas r}$$

ESQUEMA



Valor β

$$\beta = \frac{\text{Lado mayor columna}}{\text{Lado menor columna}} = \boxed{3,14}$$

rec= #¡REF! m
 d= #¡REF! m
 f`c= 21 Mpa

Tensión Ficticia de contacto

$P_u = 50,968 \text{ Ton}$
 $P_u = 50968 \text{ Kg}$
 $A_{(zapata)} = 365 \text{ cm}$
 $B_{(zapata)} = 235 \text{ cm}$
 Espesor = 50,00 cm
 $A_{(pedestal)} = 110 \text{ cm}$
 $B_{(pedestal)} = 35 \text{ cm}$
 recubrim x : 8 cm
 recubrim y : 8 cm
 $d(x) = 42,00 \text{ cm}$
 $d(y) = 42,00 \text{ cm}$
 $f`c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 $q_u = 0,5942 \text{ Kg/cm}^2$

$$q_u = \frac{P_u}{(A * B)}$$

Fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es

Sección crítica= $(A_{(zapata)} * B_{(zapata)}) - ((A_{(pedestal)} + d/2_{(x)} + d/2_{(x)}) * (B_{(pedestal)} + d/2_{(y)} + d/2_{(y)}))$

$V_u = \text{Area sección crítica} * q_u$
 $V_u = 44014 \text{ Kg}$

Esfuerzo cortante que actúa sobre la sección crítica es

$v_u = 2,6919$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

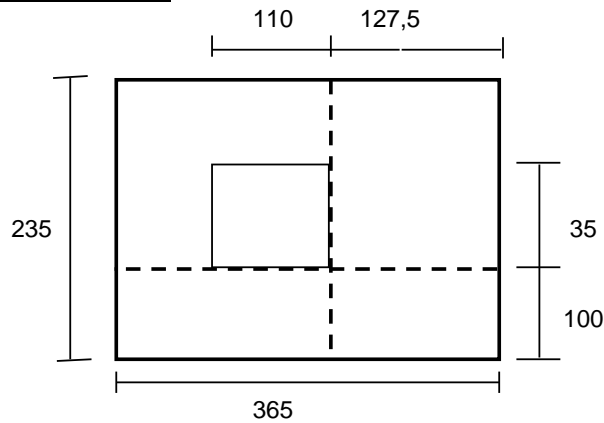
Esfuerzo Resistente a cortante por punzonamiento es :

$V_c = 14,491$

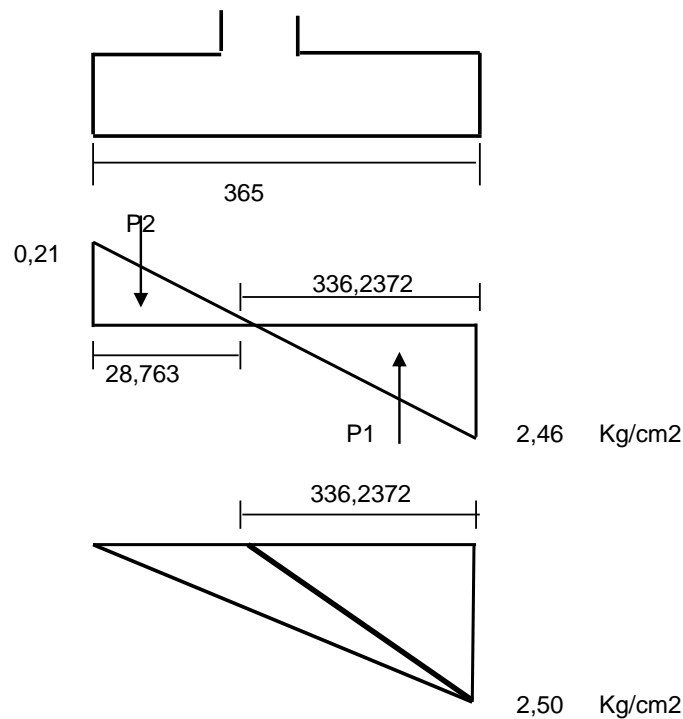
$$v_c = \sqrt{f`c}$$

$v_u < v_c$ | **Ok Cumple**

12. DISEÑO A FLEXIÓN



DIRECCIÓN X



Se tiene la siguiente expresión para calcular el momento

Flector en la zona crítica

$$Mu = (P1 * \text{Brazo de momento} - P2 * \text{brazo de momento}) * \text{metro de ancho}$$

$$Mu = 4526192 \text{ Kg.cm}$$

$$Mu = 444,0194 \text{ KN. m}$$

la sección de acero requerida en al dirección X para resistir el momento último

$$As = \frac{0.85 * f'c * b * d}{Fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right]$$

$$As = 31,24408 \text{ cm}^2$$

Sección de acero para toda la base

$$As \text{ total } 73,4236 \text{ cm}^2$$

Cuantia de refuerzo

$$A_s = \frac{0.85 * f'c}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right] < 0.0018$$

Cuantía obtenida = 1,1E-07

Cuantía mínima = 0,0018

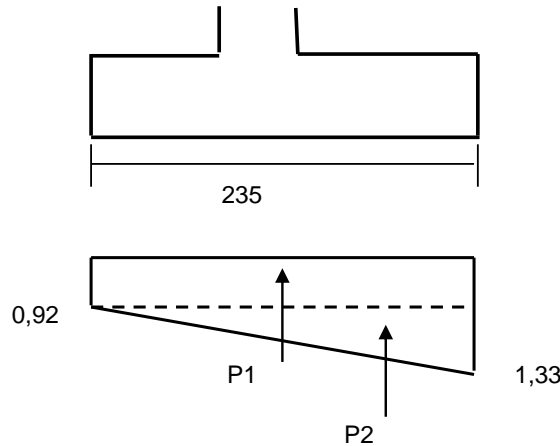
Cuantía de refuerzo a utilizar = 0,0018

Sección de acero mínima

As (y)min 17,766 cm²

$$As(y) \min = C. \min ima * B * d$$

DIRECCION Y



Se tiene la siguiente expresión para calcular el momento

Flector en la zona crítica

Mu = (P1 * Brazo de momento + P2 * brazo de momento) * metro de ancho

Mu = 3294670 Kg.cm

Mu = 323,2072 KN. m

la sección de acero requerida en al dirección Y para resistir el momento último

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * b * d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right]$$

As = 22,12353 cm²

Sección de acero para toda la base

As total 40,37545 cm²

Cuantía de refuerzo

$$A_s = \frac{0.85 * f'c}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right] < 0.0018$$

Cuantía obtenida = 0,002157

Cuantía mínima = 0,0018

Cuantía de refuerzo a utilizar = 0,002157

Sección de acero mínima

As (y)min 27,594 cm²

$$As(y) \min = C. \min ima * B * d$$

ANEXO 13. Visita realizada a la Estructura, Edificio FIRMESA

Se muestran a continuación como están constituidos los pisos 1,2 y 3 del bloque estructural en estudio.

PISO1 (Bodegas):



Losas del bloque adjunto



Entrada a la bodega y Vista general en la bodega

PISO2 (Oficinas):



Oficinas, Corredor y Columnas



Techo del bloque adjunto

PISO 3 (Oficinas y Control de Calidad):



Pasillo y Control de Calidad



Columna esquinera y grieta visible.

Terraza:



Escalera de Terraza y Vista general



Vista general

Anexo 14. Análisis de cargas verticales, Edificio FIRMESA

LOSA: (Considerandose 1m2)

Piso 1y2:

<u>Nervio:</u>		<u>Carpeta de compresión:</u>	
Largo=	4 m	Área=	1 m ²
ancho=	0,1 m	espesor	0,05 m
alto=	0,15 m	Volumen	0,05 m ³
Volumen=	0,06 m ³	γh=	2,4 tn/m ³
γh=	2,4 tn/m ³	Peso=	0,12 tn
Peso=	0,144 tn		
<u>Bloques:</u>			
dimen.:	20x40x15		
Peso bloque:	10 kg/bloque		
#bloq.=	8		
Peso bl.=	0,08 tn		
<u>Enlucidos y masillados</u>			
area=	1 m ²	<u>Peso total:</u>	
espesor=	0,04 m	Peso tot	0,432 tn
γ=	2,2 tn/m ³	Área=	1 m ²
Peso=	0,088 tn	Peso los	0,432 tn/m ²

Piso 3:

<u>Nervio:</u>		<u>Carpeta de compresión:</u>	
Largo=	4 m	Área=	1 m ²
ancho=	0,1 m	espesor	0,05 m
alto=	0,15 m	Volumen	0,05 m ³
Volumen=	0,06 m ³	γh=	2,4 tn/m ³
γh=	2,4 tn/m ³	Peso=	0,12 tn
Peso=	0,144 tn		
<u>Bloques:</u>		<u>Relleno inferior</u>	
dimen.:	20x40x15	Área=	1 m ²
Peso bloque:	10 kg/bloque	espesor	0,05 m
#bloq.=	8	Volumen	0,05 m ³
Peso bl.=	0,08 tn	γh=	2 tn/m ³
		Peso=	0,1 tn
<u>Enlucidos y masillados</u>			
area=	1 m ²	<u>Peso total:</u>	
espesor=	0,05 m	Peso tot	0,554 tn
γ=	2,2 tn/m ³	Área=	1 m ²
Peso=	0,11 tn	Peso los	0,554 tn/m ²

Resumen:

	Área losa	P losa	P losa
	(m ²)	(tn/m ²)	(tn)
Piso 1	116,537	0,432	50,344
Piso 2	118,740	0,432	51,296
Piso 3	123,441	0,554	68,386

PAREDES

	Area total	Pared	Pared	P.pared
	(m2)	(kg/m2)	(Tn/m2)	(Tn)
Piso 1	144,05	150	0,15	21,61
Piso 2	144,05	150	0,15	21,61
Piso 3	144,05	150	0,15	21,61

ACABADOS:

	Area total	Acabados	Acabados	acab.
	(m2)	(kg/m2)	(Tn/m2)	(Tn)
Piso 1	144,05	120,00	0,12	17,29
Piso 2	144,05	120,00	0,12	17,29
Piso 3	144,05	120,00	0,12	17,29

VIGAS:

Piso1:			Piso2:		
	Tipo 1	Tipo 2		Tipo 1	
Longitud=	17	56,575 m	Longitud=	74,88 m	
ancho=	0,4	0,3 m	ancho=	0,30 m	
alto=	0,2	0,2 m	alto=	0,20 m	
Volumen=	1,36	3,3945 m3	Volumen=	4,49 m3	
yh=	2,4	2,4 tn/m3	yh=	2,40 tn/m3	
Peso vigas=	3,264	8,147 tn	Peso viga	10,78 tn	
Peso vigas1=		11,411 tn	Peso viga	10,8 tn	
Piso3:					
	Tipo 1	Tipo 2			
Longitud=	31,305	44,925 m			
ancho=	0,25	0,2 m			
alto=	0,2	0,2 m			
Volumen=	1,56525	1,797 m3			
yh=	2,4	2,4 tn/m3			
Peso vigas=	3,757	4,313 tn			
Peso vigas3=		8,069 tn			

COLUMNAS:

Piso1:				
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4
Altura=	3,28	3,28	3,28	3,28 m
base=	0,45	0,5	0,35	0,35 m
ancho=	0,4	0,4	0,4	0,35 m
Volumen=	0,5904	0,656	0,4592	0,4018 m3
# columnas=	4	3	3	2 / piso
Volumen tot=	2,3616	1,968	1,3776	0,8036 m3
yh=	2,4	2,4	2,4	2,4 tn/m3
Peso col=	5,66784	4,7232	3,30624	1,9286 tn
Peso col1=				15,63 tn

Piso2:

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5
Altura=	2,78	2,78	2,78	2,78	2,78 m
base=	0,45	0,3	0,35	0,45	0,3 m
ancho=	0,35	0,3	0,35	0,3	0,35 m
Volumen=	0,43785	0,2502	0,34055	0,3753	0,2919 m3
# columnas=	2	4	3	1	2 / piso
Volumen tot=	0,8757	1,0008	1,02165	0,3753	0,5838 m3
yh=	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4 tn/m3
Peso col=	2,10168	2,40192	2,45196	0,9007	1,4011 tn
Peso col2=					9,26 tn

Piso3:

	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3	Tipo 4	Tipo 5	Tipo 6	Tipo 7
Altura=	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9 m
base=	0,4	0,25	0,25	0,2	0,45	0,3	0,4 m
ancho=	0,3	0,3	0,25	0,2	0,25	0,2	0,25 m
Volumen=	0,348	0,2175	0,18125	0,116	0,3263	0,174	0,29 m3
# columnas=	1	3	3	2	1	1	1 / piso
Volumen tot=	0,348	0,6525	0,54375	0,232	0,3263	0,174	0,29 m3
yh=	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4 tn/m3
Peso col=	0,8352	1,566	1,305	0,5568	0,783	0,4176	0,696 tn
Peso col3=							6,16 tn

CARGA TOTAL:

	Peso losa (Tn)	Peso vig. (Tn)	Peso Col. (Tn)	Ppared. (Tn)	P.acab. (Tn)	P Total (Tn)
Piso 1	50,34	11,41	15,63	21,61	17,29	116,27
Piso 2	51,30	10,78	9,26	21,61	17,29	110,23
Piso 3	68,39	8,07	6,16	21,61	17,29	121,51

	Area total (m2)	P Total (Tn)	P Total (Tn/m2)
Piso 1	144,05	116,27	0,81
Piso 2	144,05	110,23	0,77
Piso 3	144,05	121,51	0,84

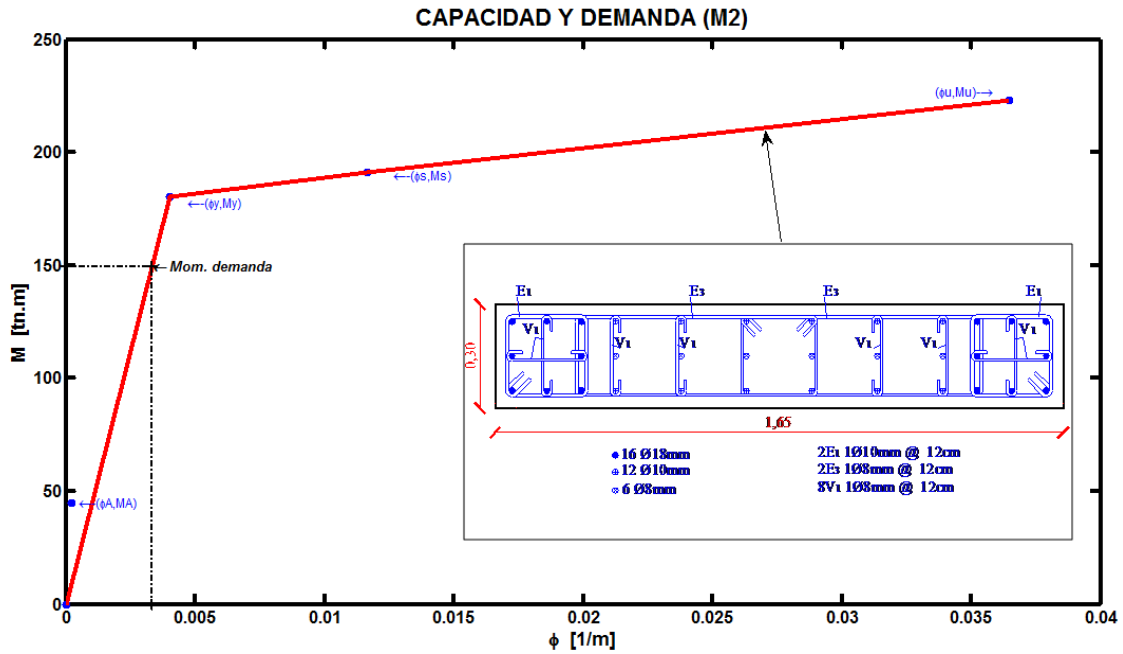
	C viva (Tn/m2)	C viva (Tn) [%]	C muerta (Tn)	C total (Tn)	C total (Tn/m2)
Piso 1	0,25	9,0	116,3	125,3	0,9
Piso 2	0,25	9,0	110,2	119,2	0,8
Piso 3	0,25	9,0	121,5	130,5	0,9

Nota: Dato recogido de la visita realizada.

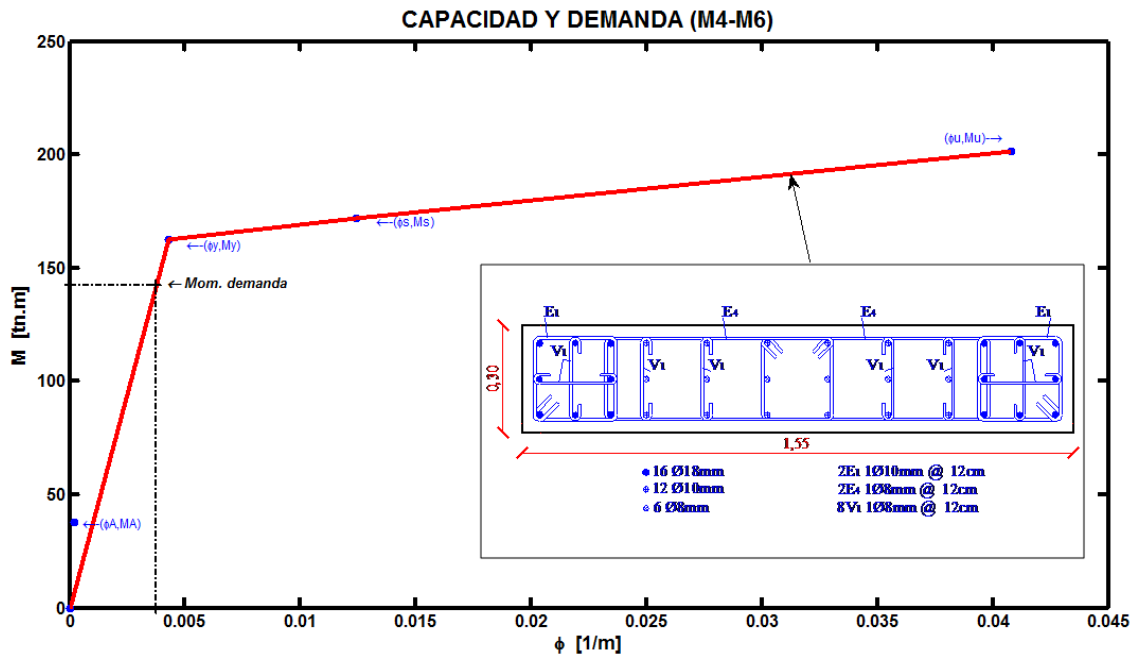
Peso existente en bodega = 0,46 tn/m2

ANEXO 15. Curvas de Capacidad y Demanda, Alternativa 3 y 4. Edificio FIRMESA.

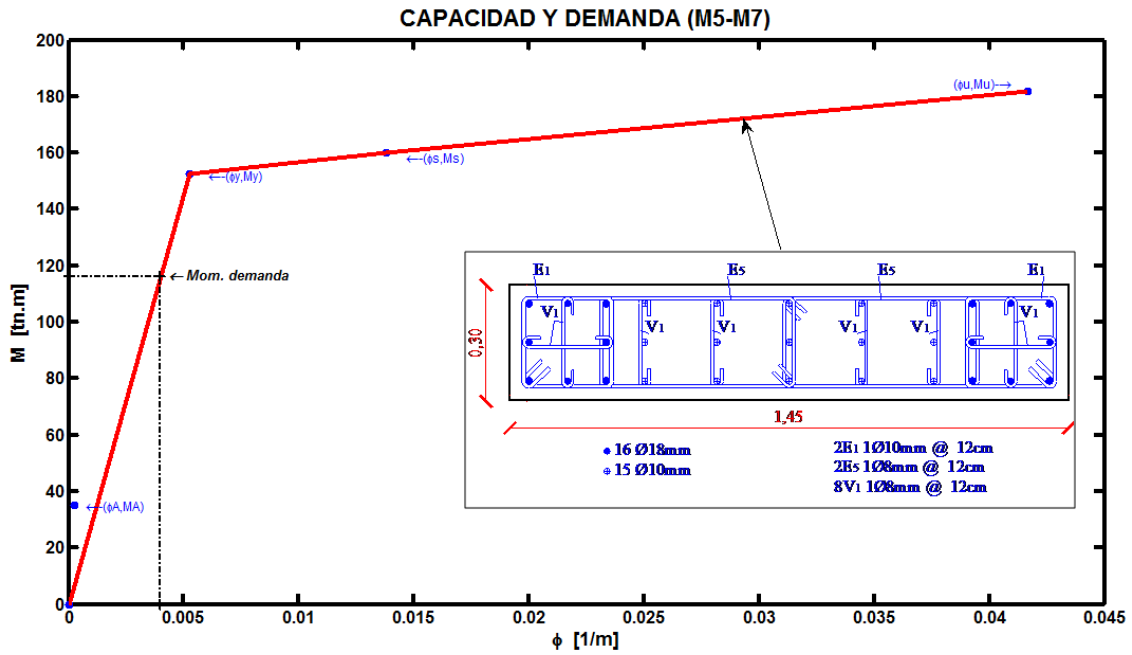
ALTERNATIVA 3:



Curva de Capacidad y Demanda, Muro "M2", Piso1.

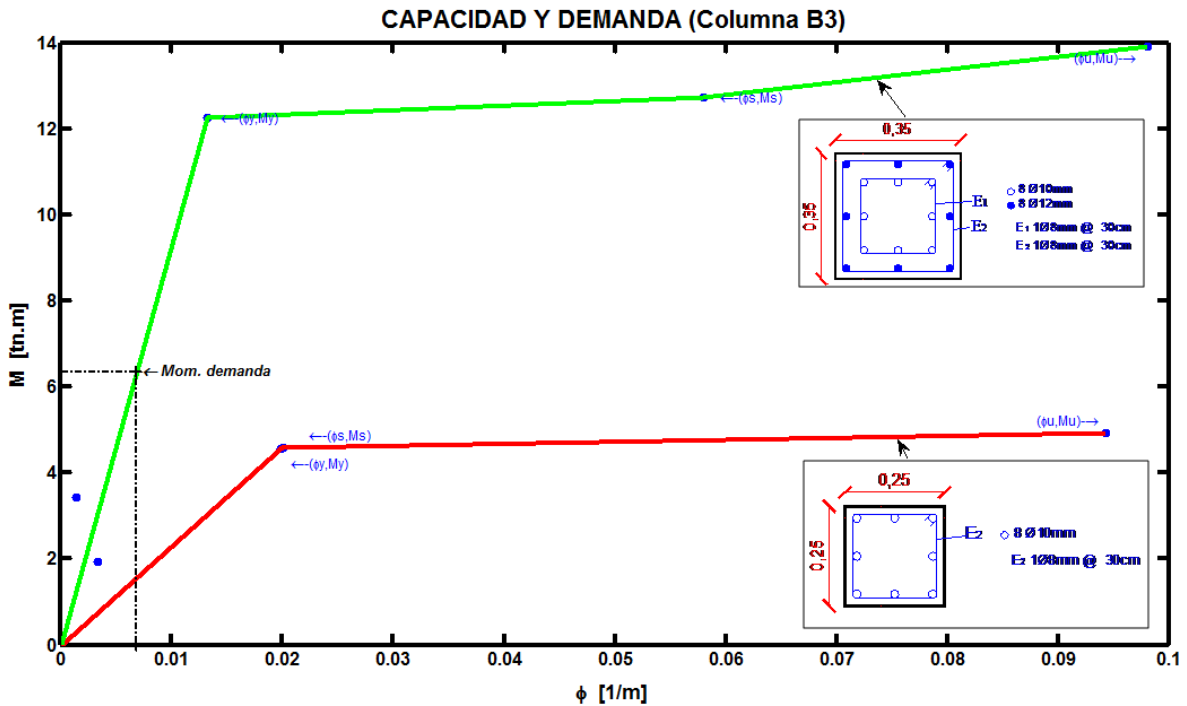


Curva de Capacidad y Demanda, Muro "M4 - M6", Piso1.

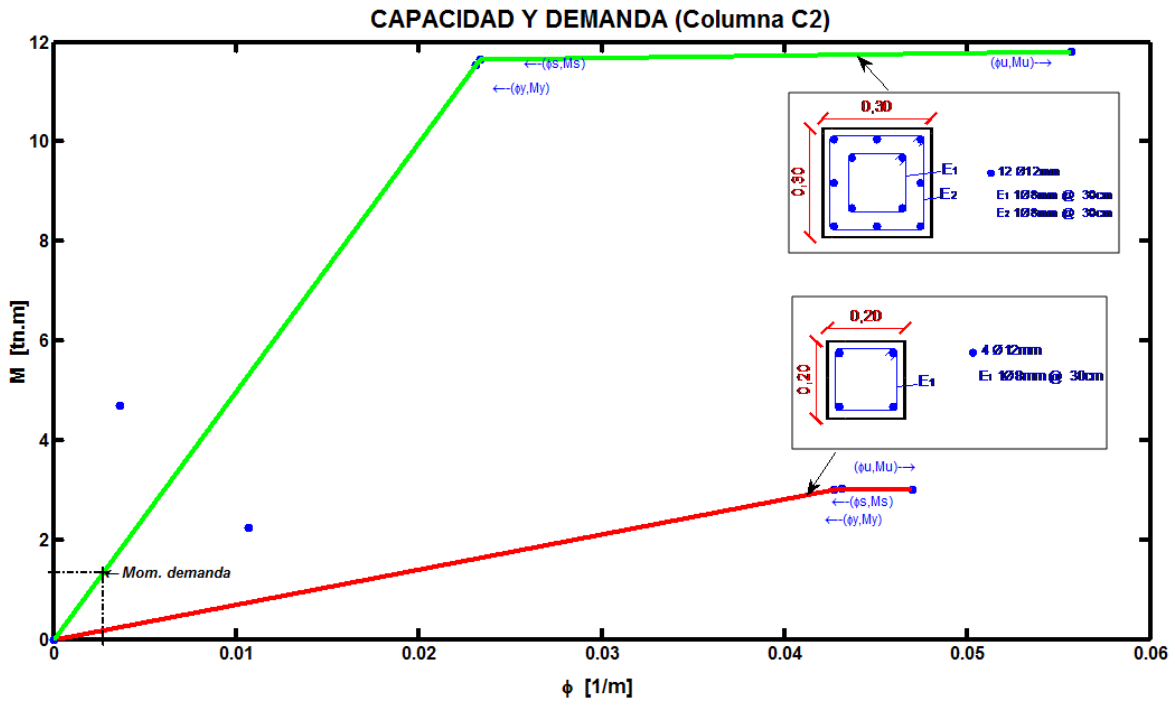


Curva de Capacidad y Demanda, Muro "M5 – M7", Piso1.

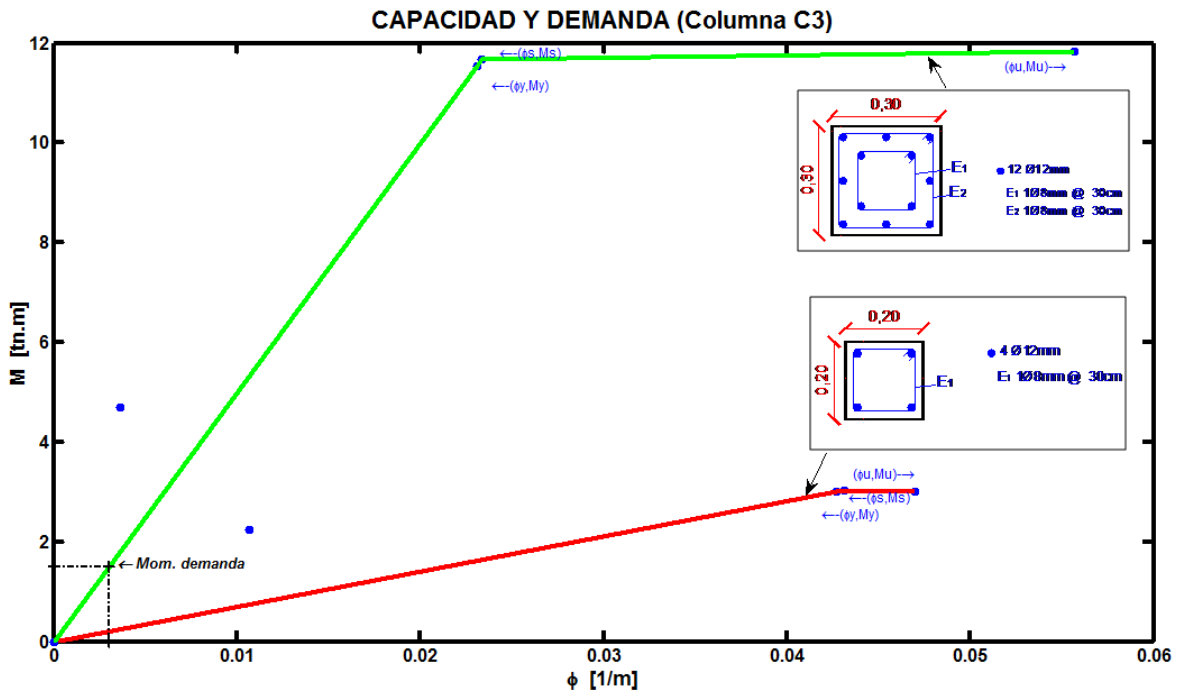
Columnas encamisadas:



Curva de Capacidad y Demanda, Columna "B3", Piso3.

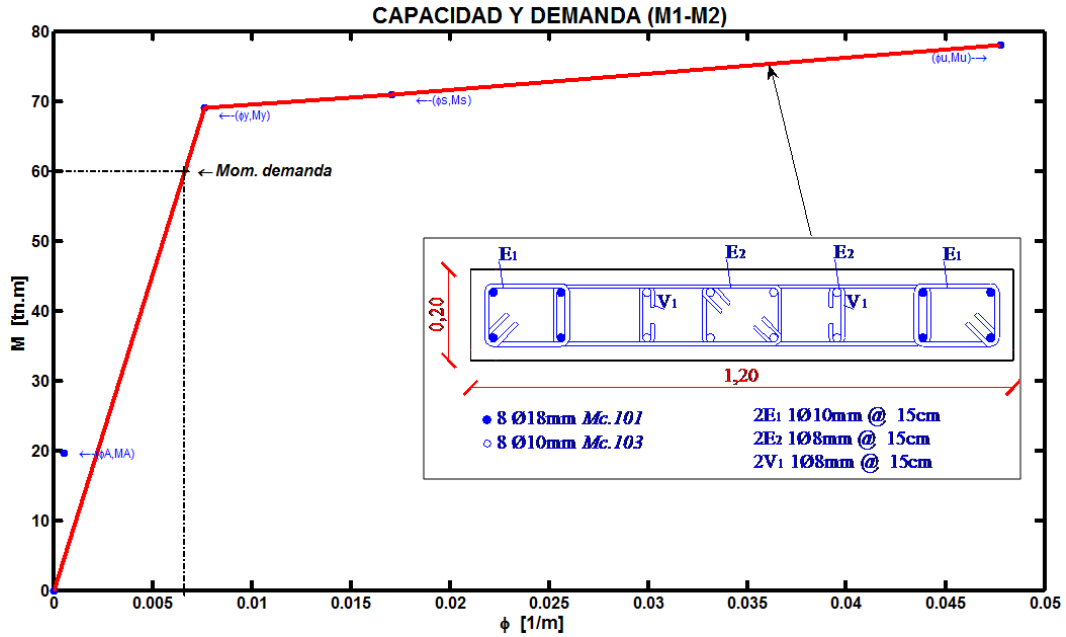


Curva de Capacidad y Demanda, Columna "C2", Piso3.

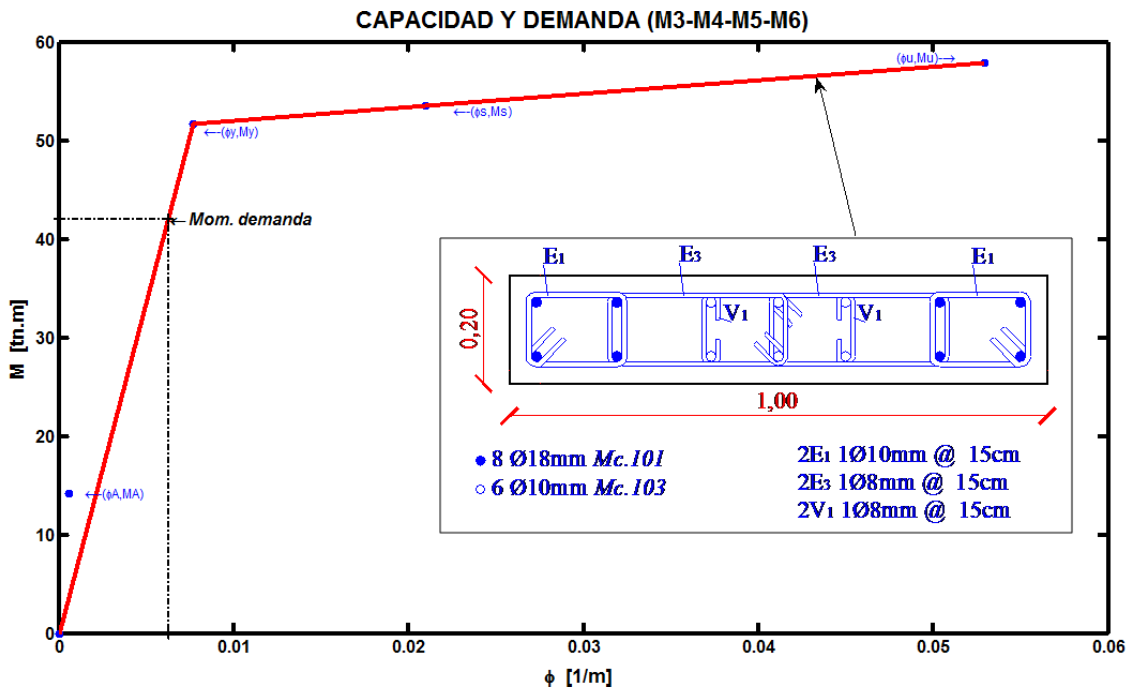


Curva de Capacidad y Demanda, Columna "C3", Piso3.

ALTERNATIVA 4 (3 pisos):



Curva de Capacidad y Demanda, muro “M1 – M2”, piso1.



Curva de Capacidad y Demanda, muro “M3 - M4 - M5 - M6”, piso1.

ANEXO 16. Torsión en Edificio FIRMESA

Estado actual de la estructura (3 pisos):

Se obtuvo la rigidez “t” de cada columna de la estructura, y se pudo obtener el centro de rigidez (C.R.); el centro de masas (C.M.) se encuentra en el centro de gravedad de la planta; con estos 2 puntos se puede obtener la excentricidad que existe entre ambos, como se lo presenta a continuación:

$$t_i = \frac{12 * E * I}{H^3}$$

Donde:

ti = Rigidez “t”

E = Módulo de elasticidad.

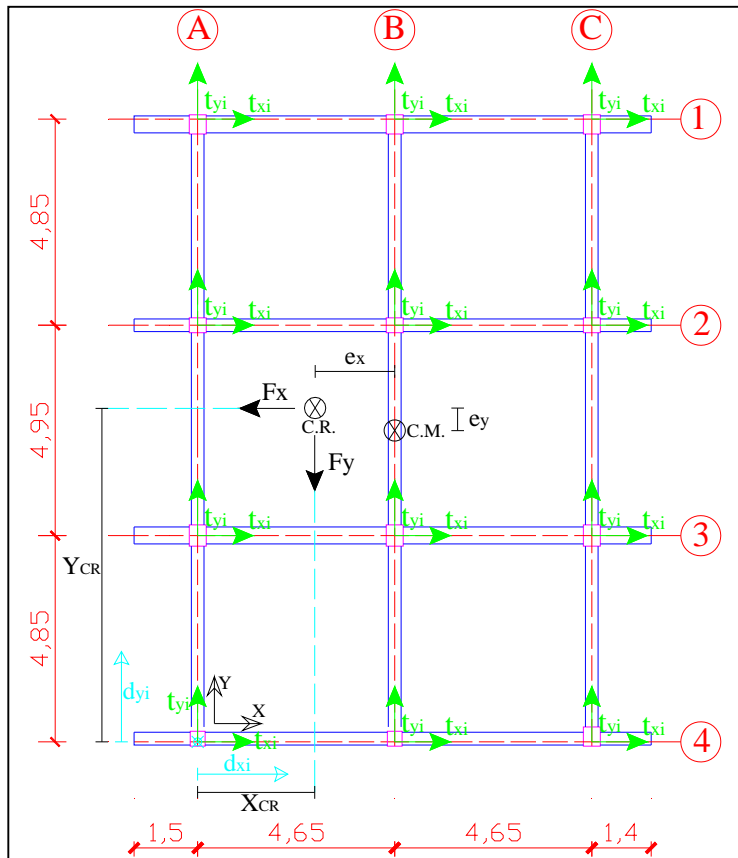
I = Inercia del elemento.

H = altura del elemento considerado.

Resultados obtenidos, Estado actual del Edificio FIRMESA.

	Piso 1	Piso 2	Piso 3	
$X_{CM} =$	4,65	4,65	4,65	m
$Y_{CM} =$	7,33	7,33	7,33	m
$X_{CR} =$	4,91	5,04	5,09	m
$Y_{CR} =$	7,75	7,04	7,96	m
$e_x =$	0,264	0,386	0,442	m
$e_y =$	0,424	0,283	0,634	m

Se observa que la mayor excentricidad existente entre el C.M. y C.R. de la estructura es de 63 cm., para el piso3. A continuación se muestra el mismo análisis pero considerando las alternativas de refuerzo propuestas.



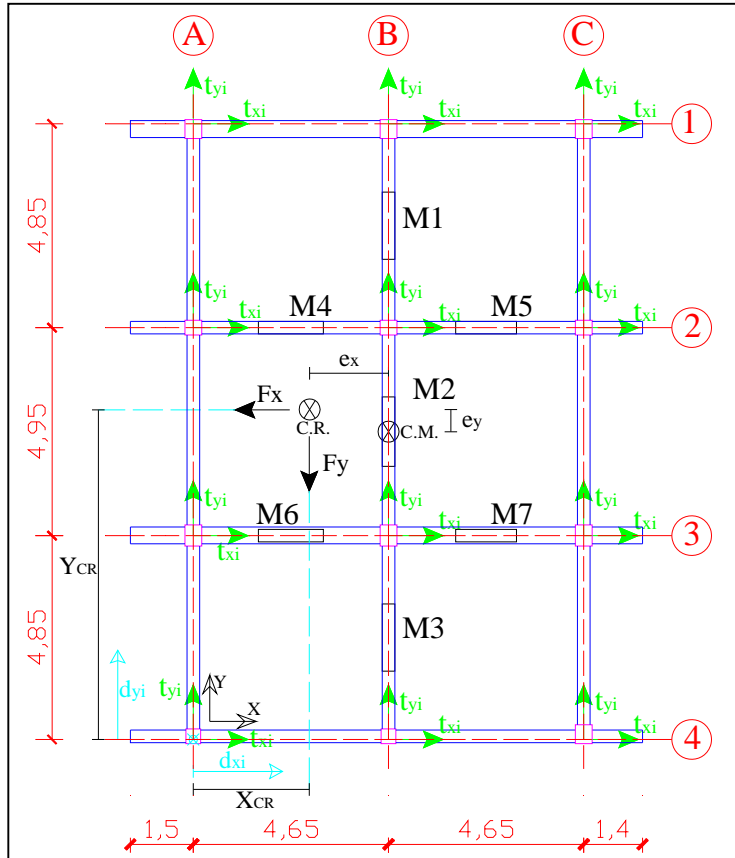
Esquema del Centro de Rigidez (C.R.), estado actual, Edificio FIRMESA.

Alternativa 3 (4 pisos):

Resultados obtenidos, Alternativa 3, Edificio FIRMESA.

	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	
$X_{CM} =$	4,65	4,65	4,65	4,65	m
$Y_{CM} =$	7,33	7,33	7,33	7,33	m
$X_{CR} =$	4,67	4,66	4,66	4,66	m
$Y_{CR} =$	7,35	7,32	7,32	7,32	m
$e_x =$	0,017	0,012	0,009	0,009	m
$e_y =$	0,025	0,008	0,006	0,006	m

Con la alternativa 3, la mayor excentricidad es de 2cm., lo cual es bastante bajo en comparación al anterior tabla mostrada.



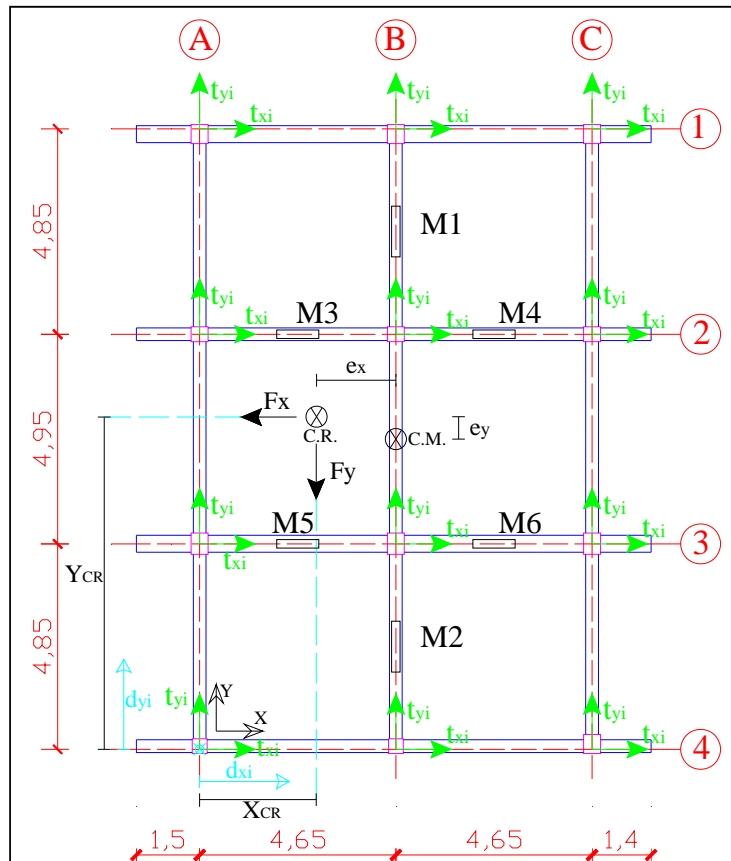
Esquema del Centro de Rigidez (C.R.), Alternativa 3, Edificio FIRMESA.

Alternativa 4 (3 pisos):

Resultados obtenidos, Alternativa 4, Edificio FIRMESA.

	Piso 1	Piso 2	Piso 3	
$X_{CM} =$	4,65	4,65	4,65	m
$Y_{CM} =$	7,33	7,33	7,33	m
$X_{CR} =$	4,73	4,72	4,71	m
$Y_{CR} =$	7,43	7,29	7,29	m
$e_x =$	0,081	0,070	0,057	m
$e_y =$	0,102	0,038	0,030	m

La alternativa 4, tiene mayores excentricidades que la alternativa 3, esto se debe a que se considera muros de menor dimensión.



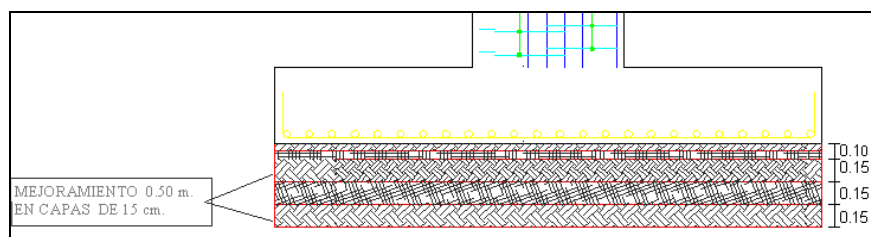
Esquema del Centro de Rigidez (C.R.), Alternativa 4, Edificio FIRMESA.

ANEXO 17. Construcción de los muros de corte.

Construir muros de corte luego de ya tener nuestra edificación totalmente ensamblada es tarea difícil porque habrá la necesidad de destruir ciertos elementos estructurales que ya están en su totalidad armados. Será el caso de nuestras vigas que serán perforadas o picadas en ciertos sectores de su sección para que la armadura de nuestros muros de corte tengan continuidad desde la cimentación hacia pisos superiores. A continuación se detalla los procesos constructivos:

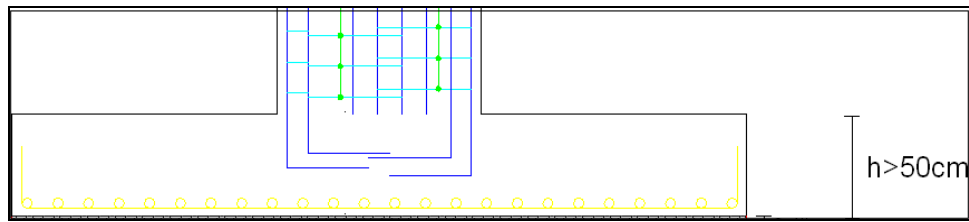
Para la cimentación de los muros, se diseñara con un porcentaje de este momento porque el porcentaje restante se destinara a la cadena de amarre ya que estas funcionan como elementos de cimentación.

Antes de cimentar se dejará una capa de 50cm de material granular para mejoramiento de nuestro suelo y así poder evitar posibles hundimientos, logrando un desempeño correcto de la cimentación.



Corte transversal de la cimentación.

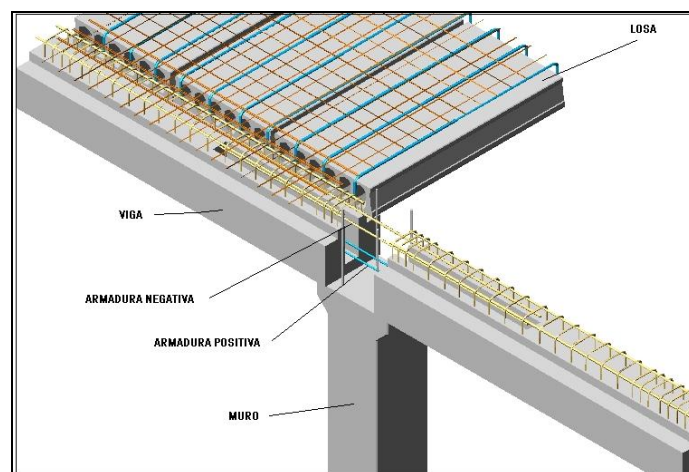
Se recomendará tener un peralte mínimo de la cimentación de 50 cm para que resista el momento volcador que se genera por nuestra súper estructura.



Peralte mínimo de la cimentación

Una vez diseñada y construida nuestra cimentación se anclara la armadura de nuestros muros de corte.

Al elevar nuestra armadura longitudinal de cada muro será necesario dejar libre cierta sección de la armadura longitudinal de las vigas en contacto con dichos muros.



Detalle de la unión viga-muro

Para tener daño mínimo en nuestra viga será necesario taladrar solo el diámetro necesario de la varilla longitudinal de nuestro muro de corte que pasará a través de dicha viga; en caso de que la armadura longitudinal del muro presente gran armado con relación al de la viga, se recomienda picar el hormigón de la viga para que tenga continuidad la armadura longitudinal del muro.

HOJA DE VIDA

DATOS PERSONALES

APELLIDOS: Villamarín Aguirre

NOMBRES: Javier Eduardo

C.I. : 171809669-4

FECHA DE NACIMIENTO: 20 de Octubre de 1986

ESTADO CIVIL: Soltero

EDAD: 24 años

DOMICILIO: Sangolquí, Urb. Cashapamba, Calle Antonio Tandazo, Lote # 34.

TELÉFONO: 092 875 302

EMAIL: jv2006-10-20@hotmail.com

DISPONIBILIDAD: Tiempo completo



ESTUDIOS REALIZADOS

PRIMARIA: Escuela Manuela Cañizares, Escuela Darío Figueroa L.

SECUNDARIA: Colegio Darío Figueroa L.

SUPERIOR: Escuela Politécnica del Ejército, Carrera de Ingeniería Civil.

IDIOMAS: Español e Inglés.

HOJA DE VIDA

DATOS PERSONALES

APELLIDOS: Peñaherrera Yáñez

NOMBRES: Edwin Eduardo

C.I. : 0503157042

FECHA DE NACIMIENTO: 11 de abril de 1987

ESTADO CIVIL: Soltero

EDAD: 23 años

DOMICILIO: Sangolquí, Urb. La Armenia, Sexta transversal, casa # 175

TELÉFONO: 087 970 598

EMAIL: levisedudyanpe@hotmail.com

DISPONIBILIDAD: Tiempo completo

ESTUDIOS REALIZADOS

PRIMARIA: Escuela Batalla de Panupali

SECUNDARIA: Colegio Hermano Miguel

SUPERIOR: Escuela Politécnica del Ejército, Carrera de Ingeniería Civil.

IDIOMAS: Español e inglés.

HOJA DE LEGALIZACION DE FIRMAS

ELABORADO POR

Javier Eduardo Villamarín Aguirre

Edwin Eduardo Yáñez Peñaherrera

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Ing. Jorge Zuñiga

DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISION Y REGISTRO

Abg. Laura López

Lugar y Fecha:
