

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y DISEÑO DEL
REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO
ADMINISTRATIVO DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL,
QUITO, ECUADOR.**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS**

CARLOS ALFREDO LOOR CEVALLOS

alfredo_loorc@hotmail.com

DIRECTOR: ING. MSC. PATRICIO HONORATO PLACENCIA ANDRADE

patohpla@hotmail.com

Quito, Octubre 2017

DECLARACIÓN

Yo, CARLOS ALFREDO LOOR CEVALLOS, declaro que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a éste trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

**CARLOS ALFREDO LOOR
CEVALLOS**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por CARLOS ALFREDO LOOR CEVALLOS, bajo mi supervisión.

PROF. ING. MSC. PATRICIO PLACENCIA ANDRADE
DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Primero que cualquiera persona o cosa, quiero agradecerle infinitamente a Dios, por haberme permitido cumplir esta meta en mi vida, y además haberme guiado, cuidado y nunca abandonado durante todo el trayecto que el dispuso para mí en esta carrera, ya que sin él a mi lado nunca hubiera sido posible este logro.

Segundo agradecerle con mi vida entera a toda mi gran familia que siempre de alguna u otra manera también estuvieron siempre prestos a ayudarme y apoyarme en toda situación que lo ameritaba. De manera especial agradecerle a mi madre por su infinito amor, aliento y apoyo incondicional para que saliera adelante ante toda adversidad que se presentara en el camino de conseguir este título que simplemente es de ella. A mi padre por ser mi apoyo y mi guía en los momentos que lo necesité, y también ser mi calma y sabiduría para poder seguir y conseguir este logro. También quiero mencionar y agradecerles con todo mi ser a mi hermana Marielena, mi tía Puchy, mi tía Athala, mi tío Manolo, mi tía Mónica, Bica, mis primos Félix y Athala, mi mami Tera, mi papi Ulbio, Any, Tina, Ricardo, mi tío Octavio, mi tío Jorge, Mayi, Juan Carlos y todos y cada uno de mis familiares que de una u otra manera me ayudaron y alentaron en este proceso para ser un profesional, sin duda fueron pilares fundamentales.

Finalmente, agradecerles a todos mis amigos y compañeros (Panchu's), con los que tuve el placer de andar y recorrer este camino, gracias por los momentos vividos y más por ser parte de mi vida y espero lo sean por siempre. De manera especial agradecerle a mi pana Luis Mejía, por ser un verdadero amigo cuando lo necesité, tu apoyo fue de suma importancia hermano, y también quiero mencionar al amigo que me regaló la universidad, Vinicio López, gracias por toda tu ayuda incondicional sin ti difícilmente lo conseguía, personas como tu son muy valiosas y de mucha admiración, y por último agradecerles a todos mis profesores que tuve a lo largo de la carrera, gracias por sus conocimientos y grandes consejos siempre los recordaré.

Carlos Alfredo Loor Cevallos

DEDICATORIA

Principalmente se lo dedico a Dios, para él todo honor y toda gloria que yo consiga en mi vida.

Con todo mi amor dedicado a mis padres Carlos Loor y María Elena Cevallos, por ser mi mayor bendición tenerlos conmigo y que vean cumplir este logro que también es de Uds., a mi hermana Marielena para que lo tome como un ejemplo a seguir, y al resto de mi familiares con mucho cariño porque siempre estuvieron conmigo.

Y también dedicado para mis amigos y todas las personas que nunca dejaron de creer en mí, y siempre me dieron una voz de aliento para continuar hasta llegar a la meta.

Carlos Alfredo Loor Cevallos

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
DEDICATORIA.....	V
CONTENIDO.....	VI
LISTADO DE TABLAS	XI
LISTA DE FIGURAS	XIV
RESUMEN	XX
ABSTRACT	XXI
PRESENTACIÓN	XXII
CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.1.1 PELIGROSIDAD SÍSMICA	2
1.1.1.1 Teoría de las Placas Tectónicas	2
1.1.1.2 Ubicación geográfica del Ecuador	4
1.1.2 RIESGO SÍSMICO EN EL ECUADOR.....	6
1.1.2.1 Historia Sísmica en el Ecuador.....	7
1.1.2.2 Zonificación Sísmica en el Ecuador.....	9
1.1.3 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE CONSTRUCCIONES EN ECUADOR.....	11
1.1.3.1 Sistemas Tradicionales de Construcción en el Ecuador.....	12
1.1.3.2 Patologías Estructurales.....	16
1.2 OBJETIVOS.....	21
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	21
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	21
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	22
CAPITULO 2	23
MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA.....	23
2.1 PRINCIPIOS DE LA SISMORRESISTENCIA.....	23
2.1.1 FORMA REGULAR.....	23

2.1.2	BAJO PESO.....	24
2.1.3	MAYOR RIGIDEZ	24
2.1.4	BUENA ESTABILIDAD	24
2.1.5	SUELO FIRME Y BUENA CIMENTACIÓN	25
2.1.6	ESTRUCTURA APROPIADA.....	25
2.1.7	MATERIALES COMPETENTES.	25
2.1.8	CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN	25
2.1.9	CAPACIDAD DE DISIPAR ENERGÍA.....	26
2.1.10	FIJACIÓN DE ACABADOS E INSTALACIONES	26
2.2	DEFINICIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES	26
2.3	REFORZAMIENTO DE EDIFICIOS ALTOS.....	27
2.3.1	OBJETIVOS DEL REFORZAMIENTO, (MÁRQUEZ, 2016).....	28
2.3.2	TIPOS DE REFORZAMIENTOS PARA EDIFICIOS ALTOS, (PLACENCIA, 2014).....	28
2.4	SINTOMAS DE LOS PROBLEMAS ESTRUCTURALES	30
2.5	ESTABLECIMIENTO DE PROBLEMAS ESTRUCTURALES	30
2.6	CAUSAS DE LOS PROBLEMAS ESTRUCTURALES	31
2.7	DIAGNÓSTICO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	32
	CAPÍTULO 3	33
	ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL.....	33
3.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	33
3.1.1	PLANOS ARQUITECTÓNICOS.....	36
3.1.2	PLANOS ESTRUCTURALES	38
3.1.3	ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO	38
3.1.4	DESCRIPCIÓN DE MATERIALES.....	38
3.1.4.1	Hormigón	39
3.1.4.2	Mampostería.....	40
3.1.4.3	Acero.	41
3.2	CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO	41
3.2.1	DEFINICIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	41
3.2.2	DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	42
3.2.2.1	Cimentación.....	42
3.2.2.2	Columnas.....	46

3.2.2.3	Viga banda y losa	47
3.2.3	DESCRIPCIÓN DE EJES	49
3.2.3.1	Ejes en sentido “X”, en elevación.....	49
3.2.3.2	Ejes en sentido “Y”, en elevación.....	50
3.2.4	ANÁLISIS DE CARGAS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	52
3.2.4.1	Determinación de carga muerta.....	52
3.2.4.2	Determinación de carga viva.....	57
3.2.4.3	Determinación de carga sísmica.....	57
3.3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	67
3.3.1	PROBLEMAS ESTRUCTURALES.....	68
3.3.2	COMBINACIONES DE CARGAS.....	68
3.3.3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	69
3.3.3.1	Losa	69
3.3.3.2	Vigas Banda.....	71
3.3.3.3	Columnas.....	76
3.3.3.4	Chequeo de la conexión Losa – Columna (Punzonamiento)	90
3.3.3.5	Ubicación de la rótula plástica	101
3.3.3.6	Chequeo del esfuerzo admisible (Cimentación).....	103
3.3.4	ANÁLISIS ESTRUCTURA: LOSA – VIGA BANDA – COLUMNA	105
3.3.4.1	Modelación del Edificio	105
3.3.4.2	Análisis: Método Estático Lineal	110
3.3.4.3	Análisis: Método Dinámico.....	112
3.3.4.4	Modos de Vibración	115
3.3.4.5	Control de Derivas	116
3.4	SINTOMAS EN EL EDIFICIO.....	118
3.5	DIAGNÓSTICO FINAL.....	120
3.5.1	De las Patologías.....	120
3.5.2	De la Estructura: Losa – Viga Banda – Columna.....	121
CAPÍTULO 4		126
PROPUESTAS DE REFORZAMIENTOS DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL		126
4.1	ESTUDIO DE LAS ALTERNATIVAS FACTIBLES PARA EL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.....	126

5.2.1 ALTERNATIVA 1.....	164
5.2.1.1 Planos arquitectónicos alternativa 1	165
5.2.1.2 Planos estructurales alternativa 1	165
5.2.2 ALTERNATIVA 2.....	165
5.3 PRESUPUESTO DE LOS REFORZAMIENTOS ESTRUCTURALES PROPUESTOS	165
5.3.1 ALTERNATIVA 1.....	166
CAPÍTULO 6	167
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	167
6.1 CONCLUSIONES	167
6.2 RECOMENDACIONES	171
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	173
ANEXOS	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ANEXO NO. 1:	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ANEXO NO. 2:	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ANEXO NO. 3:	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.
ANEXO NO. 4:	¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

LISTADO DE TABLAS

TABLA 1. 1 VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA.	11
TABLA 2. 1 TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES.	27
TABLA 3.1 REGISTRO DE DATOS, REBOTE Y RESISTENCIA CALCULADA.	39
TABLA 3. 2 PESO DE LOSA.....	52
TABLA 3. 3 PESO DE VIGAS BANDA.....	53
TABLA 3. 4 PESO DE VIGAS BANDA Y LOSAS POR NIVEL.....	53
TABLA 3. 5 PESO DE COLUMNAS.....	53
TABLA 3. 6 PESO DE MAMPOSTERIAS.	54
TABLA 3. 7 PESO DE ENLUCIDO.....	54
TABLA 3. 8 PESO DE ACABADOS E INSTALACIONES.	55
TABLA 3. 9 PESO DE ESCALERAS.....	55
TABLA 3. 10 PESO DE MUROS.....	56
TABLA 3. 11 CARGA MUERTA TOTAL.....	56
TABLA 3. 12 CARGA MUERTA POR LOSA.....	56
TABLA 3. 13 CARGA VIVA.....	57
TABLA 3. 14 VALORES DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL ELÁSTICA..	62
TABLA 3. 15 CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA.....	67
TABLA 3. 16 COMPROBACIÓN DE CUANTÍA DE ACERO EN VIGAS BANDA.....	72
TABLA 3. 17 CÁLCULOS DE DISEÑO A CORTE DE LA VIGA BANDA.	75
TABLA 3. 18 DATOS DE COLUMNA.....	77
TABLA 3. 19 SOLICITACIONES ÚLTIMAS EN COLUMNA (ETABS).....	78
TABLA 3. 20 DATOS DE COLUMNA.....	80
TABLA 3. 21 SOLICITACIONES ÚLTIMAS EN COLUMNA (ETABS).....	80
TABLA 3. 22 DATOS DE COLUMNA.....	82
TABLA 3. 23 SOLICITACIONES ÚLTIMAS EN COLUMNA (ETABS).....	82
TABLA 3. 24 DATOS Y CÁLCULO DE LA CURVA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO X, DE LA COLUMNA HEXAGONAL.	86
TABLA 3. 25 DATOS Y CÁLCULO DE LA CURVA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO Y, DE LA COLUMNA HEXAGONAL.	88
TABLA 3. 26 SOLICITACIONES CONEXIÓN LOSA-COLUMNA 4-E (ETABS).	97
TABLA 3. 27 DATOS CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).....	98
TABLA 3. 28 CÁLCULOS DE TRANSFERENCIA POR FLEXIÓN, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).	98
TABLA 3. 29 DATOS Y CÁLCULOS PARA PUNZONAMIENTO POR CORTE EXCÉNTRICO, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).....	98
TABLA 3. 30 CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR CARGA VERTICAL, PARA CORTE EXCÉNTRICO, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).	99
TABLA 3. 31 CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR SISMO (POR CÁLCULO), EN LA CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).....	99
TABLA 3. 32 CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR SISMO (POR CAPACIDAD), EN LA CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).100	

TABLA 3. 33 CÁLCULOS DE LA UBICACIÓN DE RÓTULA PLÁSTICA, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).....	102
TABLA 3. 34 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA CARGAS DE SERVICIO (D + L).....	104
TABLA 3. 35 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA CARGAS DE SERVICIO Y SISMO EN X (D + L ± EX).....	104
TABLA 3. 36 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA CARGAS DE SERVICIO Y SISMO EN Y (D + L ± EY).....	104
TABLA 3. 37 CARGA MUERTA, ELEMENTOS ESTRUCTURALES (ETABS).	108
TABLA 3. 38 CARGA MUERTA Y VIVA DE LA ESTRUCTURA (ETABS)....	109
TABLA 3. 39 CORTANTE BASAL EN LAS DIRECCIONES X Y Y.	111
TABLA 3. 40 FUERZAS LATERALES POR PISO, MÉTODO ESTÁTICO (X).	111
TABLA 3. 41 FUERZAS LATERALES POR PISO, MÉTODO ESTÁTICO (Y).	112
TABLA 3. 42 FUERZAS LATERALES POR PISO, MÉTODO DINÁMICO (X).	113
TABLA 3. 43 FUERZAS LATERALES POR PISO, MÉTODO DINÁMICO (Y).	113
TABLA 3. 44 RECOMENDACIONES PARA COMPORTAMIENTO IDEAL DE UNA ESTRUCTURA (CONTROL DE TORSION).....	115
TABLA 3. 45 MODOS DE VIBRACIÓN EN LA ESTRUCTURA.....	115
TABLA 3. 46 DERIVAS DE PISO POR SISMO EN X, FUERZAS ESTÁTICAS.	116
TABLA 3. 47 DERIVAS DE PISO POR SISMO EN Y, FUERZAS ESTÁTICAS.	117
TABLA 3. 48 DERIVAS DE PISO POR SISMO EN X, FUERZAS DINÁMICAS.	117
TABLA 3. 49 DERIVAS DE PISO POR SISMO EN Y, FUERZAS DINÁMICAS.	117
TABLA 4. 1 CARGAS DE LOS MUROS DE CORTE.....	132
TABLA 4. 2 CARGA DE LAS PAREDES A SER DERROCADAS.....	132
TABLA 4. 3 CARGA MUERTA, ESTRUCTURA REFORZADA, ALT. 1.	133
TABLA 4. 4 CORTE BASAL DEL SISTEMA CON MUROS DE CORTE.....	133
TABLA 4. 5 CARGA MUERTA ESTRUCTURAL, ALTERNATIVA 1, ETABS.	138
TABLA 4.6 CORTE BASAL ESTRUCTURA REFORZADA, ALTERNATIVA 1, ETABS.	139
TABLA 4. 7 SOLICITACIONES ÚLTIMAS EN MUROS, ETABS.....	139
TABLA 4.8 ASPECTOS A INCREMENTARSE CON MUROS DE RELLENO.	147
TABLA 4.9 RELACIÓN DE ASPECTO DE MUROS DE RELLENO (HW/LW).	148
TABLA 4.10 CARGA DE LOS MUROS DE RELLENO.	150
TABLA 4.11 CARGA MUERTA, ESTRUCTURA REFORZADA, ALT. 2.	150
TABLA 4.12 CORTE BASAL DEL SISTEMA CON MUROS DE RELLENO.	151
TABLA 4.13 CARGA MUERTA ESTRUCTURAL, ALTERNATIVA 2, ETABS.	152

TABLA 4.14 CORTE BASAL ESTRUCTURA REFORZADA, ALTERNATIVA 2, ETABS.	153
TABLA 4.15 CONTRIBUCIÓN RELATIVA DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A CORTE DEL MURO, ALTERNATIVA 2.	154
TABLA 4.16 DISEÑO A CORTE DE LOS MUROS DE RELLENO.	155
TABLA 5.1 MODOS DE VIBRACIÓN, ALTERNATIVA 1.	157
TABLA 5.2 DERIVAS SISMO EN X, ALTERNATIVA 1, MÉTODO ESTÁTICO.	158
TABLA 5.3 DERIVAS SISMO EN Y, ALTERNATIVA 1, MÉTODO ESTÁTICO.	158
TABLA 5.4 DERIVAS SISMO EN X, ALTERNATIVA 1, MÉTODO DINÁMICO.	158
TABLA 5.5 DERIVAS SISMO EN Y, ALTERNATIVA 1, MÉTODO DINÁMICO.	159
TABLA 5.6 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L), ALTERNATIVA 1.	159
TABLA 5.7 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L+EX), ALTERNATIVA 1.	160
TABLA 5.8 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L+EY), ALTERNATIVA 1.	160
TABLA 5.9 MODOS DE VIBRACIÓN, ALTERNATIVA 2.	161
TABLA 5.10 DERIVAS SISMO X, ALTERNATIVA 2, MÉTODO ESTÁTICO.	161
TABLA 5.11 DERIVAS SISMO Y, ALTERNATIVA 2, MÉTODO ESTÁTICO.	162
TABLA 5.12 DERIVAS SISMO X, ALTERNATIVA 2, MÉTODO DINÁMICO.	162
TABLA 5.13 DERIVAS SISMO Y, ALTERNATIVA 2, MÉTODO DINÁMICO.	162
TABLA 5.14 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L), ALTERNATIVA 2.	163
TABLA 5.15 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L+EX), ALTERNATIVA 2.	163
TABLA 5.16 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L+EY), ALTERNATIVA 2.	164
TABLA 5.17 VOLÚMENES DE OBRA, ALTERNATIVA 1.	166
TABLA 5.18 PRESUPUESTO REFERENCIAL DE LA ALTERNATIVA 1, DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.	166

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. 1 MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR.	2
FIGURA 1. 2 LA EVOLUCIÓN DE LOS CONTINENTES.....	3
FIGURA 1. 3 CORRIENTES DE CONVECCIÓN.	3
FIGURA 1. 4 DISTRIBUCIÓN DE LAS PLACAS TECTÓNICAS.	4
FIGURA 1. 5 PLACAS TECTÓNICAS DE AMÉRICA LATINA.	5
FIGURA 1. 6 PROCESO DE SUBDUCCIÓN.	5
FIGURA 1. 7 CINTURÓN DE FUEGO DEL PACÍFICO.	6
FIGURA 1. 8 SÍSMICIDAD HISTÓRICA E INSTRUMENTAL DEL ECUADOR..	7
FIGURA 1. 9 PRINCIPALES TERREMOTOS REGISTRADOS EN ECUADOR ENTRE 1540 Y 2002 CON MAGNITUD MAYOR A 6.0.	8
FIGURA 1. 10 SISMOS SUPERFICIALES CON MAGNITUD MAYOR A 6.0 REGISTRADOS ENTRE 1977 Y 2002.....	8
FIGURA 1. 11 MAPA DE INTENSIDADES SÍSMICAS 1541 – 1990.	9
FIGURA 1. 12 ECUADOR, ZONAS SÍSMICAS PARA PROPÓSITO DE DISEÑO Y VALOR DEL FACTOR DE ZONA Z.	10
FIGURA 1. 13 FOTOGRAFÍA DE VIVIENDA DE CAÑA EN MANABÍ.	12
FIGURA 1. 14 FOTOGRAFÍA DE VIVIENDA DE ADOBE EN PÍLLARO.	13
FIGURA 1. 15 FOTOGRAFÍA DE SISTEMA DE LOSAS PLANAS SIN VIGAS BANDA.....	13
FIGURA 1. 16 FOTOGRAFÍA DE SISTEMA DE LOSAS PLANAS CON VIGAS BANDA Y ALIVIANAMIENTOS.	13
FIGURA 1. 17 FOTOGRAFÍA DE SISTEMA APORTICADO CON VIGAS DESCOLGADAS.	14
FIGURA 1. 18 FOTOGRAFÍA DE ESTRUCTURA METÁLICA.	15
FIGURA 1. 19 EFECTO DE LA COLUMNA CORTA.....	16
FIGURA 1. 20 FALLA DE COLUMNA CORTA DESPUES DE UN SISMO.....	17
FIGURA 1. 21 EFECTO PISO BLANDO EN PLANTA INFERIOR.	17
FIGURA 1. 22 FOTOGRAFÍA DE EFECTO PISO BLANDO EN PLANTAS INTERMEDIAS, TERREMOTO 16 DE ABRIL DEL 2016, MANABÍ, ECUADOR.	18

FIGURA 1. 23 FOTOGRAFÍA DE EFECTO DE MARTILLO Y COLAPSO DE LA EDIFICACIÓN, TERREMOTO 16 DE ABRIL DEL 2016, MANABÍ, ECUADOR.	19
FIGURA 1. 24 TORSIÓN EN PLANTA.....	20
FIGURA 1. 25 FOTOGRAFÍA DE CASA CON COLUMNAS Y VIGAS DE MADERA, Y PAREDES DE LADRILLO.	21
FIGURA 2. 1 EDIFICIO CON FORMA IRREGULAR.....	23
FIGURA 2. 2 ESTRUCTURA FLEXIBLE Y ESTRUCTURA RÍGIDA.....	24
FIGURA 2. 3 ESTRUCTURAS ESTABLES E INESTABLES.	24
FIGURA 2. 4 DISEÑO ARQUITECTÓNICO Y ACABADOS.....	26
FIGURA 2. 5 REFUERZO EN LA CIMENTACIÓN.....	28
FIGURA 2. 6 ENCHAPADO DE PAREDES.	29
FIGURA 2. 7 DIAGONALES RIGIDIZADORAS.	29
FIGURA 2. 8 AMORTIGUADORES SÍSMICOS.....	29
FIGURA 2. 9 CONSTRUCCIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES.	29
FIGURA 2. 10 REFUERZO DE COLUMNAS, INCREMENTANDO SU SECCIÓN Y CUANTÍA DE ACERO.	29
FIGURA 2. 11 METODOLOGÍA PARA OBTENER EL DIAGNÓSTICO DE UNA ESTRUCTURA.	32
FIGURA 3. 1 UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO.	35
FIGURA 3. 2 FOTOGRAFÍA DE LA FACHADA FRONTAL.	35
FIGURA 3. 3 FOTOGRAFÍA DE LA FACHADA POSTERIOR.....	36
FIGURA 3. 4 FOTOGRAFÍA DEL ENSAYO ESCLEROMÉTRICO.....	39
FIGURA 3. 5 LADRILLO HUECO ORDINARIO CON 12 PERFORACIONES. 40	
FIGURA 3. 6 FOTOGRAFÍA DE LADRILLOS UTILIZADOS EN EL EDIFICIO.	40
FIGURA 3. 7 VIGAS DE CIMENTACIÓN INTERIORES.....	42
FIGURA 3. 8 VIGA DE CIMENTACIÓN DE UNIÓN.....	43
FIGURA 3. 9 VIGAS DE CIMENTACIÓN EXTERIORES.....	43
FIGURA 3. 10 ZAPATAS AISLADAS EXTERNAS DE COLUMNA.....	44
FIGURA 3. 11 LOSETA DE CIMENTACIÓN DEL MURO DE ASCENSOR... 44	
FIGURA 3. 12 ZAPATA AISLADA DE MURO DE ESCALERAS.	45
FIGURA 3. 13 CADENAS EDIFICIO.....	45
FIGURA 3. 14 GRILLA DE LA PLANTA DE CIMENTACIÓN.....	45

FIGURA 3. 15	PLANTA DE CIMENTACIÓN EN SÓLIDOS EN 3D.	46
FIGURA 3. 16	TIPOS DE COLUMNA DE LA TORRE.	46
FIGURA 3. 17	COLUMNAS POSTERIORES A LA TORRE DEL EDIFICIO..	47
FIGURA 3. 18	VIGA BANDA TIPO.	48
FIGURA 3. 19	CORTE TRANSVERSAL DE ELEMENTO TIPICO DE LOSA.	48
FIGURA 3. 20	ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOSAS PRINCIPALES.	48
FIGURA 3. 21	ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA LOSA TIPO.	49
FIGURA 3. 22	EJES EN PLANTA.	49
FIGURA 3. 23	PÓRTICO 1.	49
FIGURA 3. 24	PÓRTICO 2,3.	50
FIGURA 3. 25	PÓRTICO 4.	50
FIGURA 3. 26	PÓRTICO A, D.	50
FIGURA 3. 27	PÓRTICO B, C.	51
FIGURA 3. 28	PÓRTICO E.	51
FIGURA 3. 29	PÓRTICO F.	51
FIGURA 3. 30	PÓRTICO G.	51
FIGURA 3. 31	CORTE DE LOSA (1M).	52
FIGURA 3. 32	VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA.	58
FIGURA 3. 33	TIPOS DE SUELO DE QUITO.	59
FIGURA 3. 34	VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTE A DISTANCIAS PROFUNDAS.	59
FIGURA 3. 35	CLASIFICACIÓN DE PERFILES DE SUELO SEGÚN NEC 2015.	60
FIGURA 3. 36	FA: COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE SUELO EN LA ZONA DE PERÍODO CORTO.	60
FIGURA 3. 37	FD: AMPLIFICACIÓN DE LAS ORDENADAS DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS PARA DISEÑO ROCA.	60
FIGURA 3. 38	FS: COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS SUELOS.	61
FIGURA 3. 39	GRÁFICO DEL ESPECTRO DE DISEÑO EN ACELERACIONES.	63
FIGURA 3. 40	DISCONTINUIDADES EN EL SISTEMA DE PISO.	64

FIGURA 3. 41	IRREGULARIDAD EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA.....	64
FIGURA 3. 42	IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA EN ELEVACIÓN.....	65
FIGURA 3. 43	IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA.	65
FIGURA 3. 44	FACTOR DE IMPORTANCIA.	66
FIGURA 3. 45	FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA.	66
FIGURA 3. 46	PANEL INTERNO DE LOSA.	70
FIGURA 3. 47	ACERO DE REFUERZO EN VIGA BANDA.....	71
FIGURA 3. 48	ACERO DE REFUERZO EN LA COLUMNA HEXAGONAL..	77
FIGURA 3. 49	GRÁFICO, CURVA INTERACCIÓN, COMBINACIONES U1 – U6.	78
FIGURA 3. 50	RADIOS DE INTERACCIÓN (D/C) DE LA COLUMNA.....	79
FIGURA 3. 51	ACERO DE REFUERZO EN LA COLUMNA 60 X 150.....	79
FIGURA 3. 52	GRÁFICO, CURVA INTERACCIÓN, COMBINACIONES U1 – U6.	81
FIGURA 3. 53	RADIOS DE INTERACCIÓN (D/C) DE LA COLUMNA.....	81
FIGURA 3. 54	ACERO DE REFUERZO EN LA COLUMNA 50 X 60.....	82
FIGURA 3. 55	GRÁFICO, CURVA INTERACCIÓN, COMBINACIONES U1 – U6.	83
FIGURA 3. 56	RADIOS DE INTERACCIÓN (D/C) DE LA COLUMNA.....	83
FIGURA 3. 57	DISTRIBUCIÓN ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN TODAS LAS COLUMNAS SEGÚN PLANOS ESTRUCTURALES EXISTENTES.....	84
FIGURA 3. 58	DISPOSICIÓN DE ESTRIBOS EN TODAS LAS COLUMNAS.	84
FIGURA 3. 59	GRÁFICO, CURVA DE INTERACCIÓN AXIAL SENTIDO X, COLUMNA HEXAGONAL.	86
FIGURA 3.60	REFUERZO TRANSVERSAL SEGÚN CÁLCULOS REALIZADOS.	90
FIGURA 3. 61	NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DEL PUNZONAMIENTO DE LOSAS PARA UNA COLUMNA INTERNA.	91
FIGURA 3. 62	ESQUEMA DE MOMENTOS DESBALANCEADOS POR CARGA VERTICAL.....	91
FIGURA 3. 63	ESQUEMA DE MOMENTOS DESBALANCEADOS POR CARGA SÍSMICA.....	91

FIGURA 3. 64 CONEXIÓN LOSA-COLUMNA A CHEQUEARSE EN PLANTA.	95
FIGURA 3.65 CONEXIÓN LOSA-COLUMNA A CHEQUEARSE EN ELEVACIÓN.....	96
FIGURA 3. 66 MOMENTOS POR CAPACIDAD, CONEXIÓN LOSA- COLUMNA.	100
FIGURA 3. 67 GRÁFICO DE MOMENTOS NOMINALES CONEXIÓN 4-E, CON CARGA MÍNIMA EN CURVA DE INTERACCIÓN AXIAL SENTIDO X, COLUMNA HEXAGONAL.....	102
FIGURA 3. 68 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN.....	105
FIGURA 3. 69 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO DE REFUERZO.	105
FIGURA 3. 70 SECCIÓN COLUMNA.	106
FIGURA 3. 71 SECCIÓN VIGA BANDA.	106
FIGURA 3. 72 SECCIÓN NERVIOS Y LOSETA.....	106
FIGURA 3. 73 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN AUTOCAD.	107
FIGURA 3. 74 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ETABS.	107
FIGURA 3. 75 COEFICIENTE CORTE BASAL, DIRECCIÓN X (ETABS)..	110
FIGURA 3. 76 COEFICIENTE CORTE BASAL, DIRECCIÓN Y (ETABS)..	110
FIGURA 3. 77 ESPECTRO REDUCIDO EN EL PROGRAMA ETABS.....	112
FIGURA 3. 78 GRÁFICO DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES SENTIDO X, MÉTODOS ESTÁTICO Y DINÁMICO.....	114
FIGURA 3. 79 GRÁFICO DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES SENTIDO Y, MÉTODOS ESTÁTICO Y DINÁMICO.....	114
FIGURA 3. 80 FOTOGRAFÍA DE FISURAS EN PAREDES.....	119
FIGURA 3. 81 FOTOGRAFÍA DE FISURAS EN ACABADOS.	119
FIGURA 3. 82 FOTOGRAFÍA DE FISURAS EN LOSAS.	119
FIGURA 4.1 MUROS DE CORTE EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO.	128
FIGURA 4.2 FALLAS EN MUROS ALTOS.	128
FIGURA 4. 3 UBICACIÓN EN PLANTA (TÍPICA).	130
FIGURA 4. 4 UBICACIÓN EN ELEVACIÓN, EJE 1.	130
FIGURA 4. 5 UBICACIÓN EN ELEVACIÓN, EJE 8.	131
FIGURA 4. 6 UBICACIÓN EN ELEVACIÓN, EJE A.	131
FIGURA 4. 7 DEFINICIÓN DEL MATERIAL DE LOS MUROS.	134

FIGURA 4. 8	DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN DE MURO.	134
FIGURA 4. 9	ASIGNACIÓN DE CARACTERÍSTICAS “PIERS” A LOS MUROS.	135
FIGURA 4. 10	DEFINICIÓN DE LOS “PIERS”.	135
FIGURA 4.11	ASIGNACIÓN DE SECCIONES “PIERS”, A SER CHEQUEADOS.	136
FIGURA 4. 12	AGRIETAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES.	136
FIGURA 4. 13	MODELO ALTERNATIVA 1, VISTA A, ETABS.	137
FIGURA 4. 14	MODELO ALTERNATIVA 1, VISTA B, ETABS.	137
FIGURA 4.15	GRÁFICO DE FLEXOCOMPRESIÓN EN MURO ESTRUCTURAL.	141
FIGURA 4.16	RADIOS D/C, FLEXOCOMPRESIÓN DE PIERS, MURO EJE A.	143
FIGURA 4.17	RADIOS D/C, FLEXOCOMPRESIÓN DE PIERS, MURO EJE 1.	143
FIGURA 4.18	CAPACIDAD A CORTE DE LOS MUROS, SISMO EN X.	144
FIGURA 4.19	CAPACIDAD A CORTE DE LOS MUROS, SISMO EN Y.	144
FIGURA 4.20	DETALLES DE UN MURO DE RELLENO DE CONCRETO.	146
FIGURA 4.21	ANCLAJE DEL MURO DE RELLENO AL PÓRTICO.	146
FIGURA 4.22	RELACIONES DE ASPECTO DE LOS MUROS.	148
FIGURA 4.23	FALLAS EN MUROS BAJOS.	148
FIGURA 4.24	UBICACIÓN EN PLANTA DE MUROS DE RELLENO.	149
FIGURA 4.25	MODELO ALTERNATIVA 2, VISTA A, ETABS.	151
FIGURA 4.26	MODELO ALTERNATIVA 2, VISTA B, ETABS.	152

RESUMEN

Este proyecto surgió por la necesidad de conocer el estado actual de las edificaciones de la Escuela Politécnica Nacional, ante lo que provocó el terremoto del 16 de abril del 2016 en el Ecuador en las provincias de Manabí y Esmeraldas, mediante análisis e investigaciones para poder determinar su comportamiento y vulnerabilidad ante la ocurrencia de un nuevo sismo fuerte y que su epicentro se pueda presentar más cercano a la ciudad de Quito.

La edificación escogida para ser estudiada en este proyecto fue el edificio Administrativo de la E.P.N, para ello se realizó varias visitas para observar los posibles síntomas existentes y visibles, que a su vez puedan anunciar problemas estructurales. Para esto se realizó un análisis estructural global del edificio y también un análisis a nivel de cada elemento estructural, a fin de encontrar los problemas existentes.

Posteriormente, se obtuvo el diagnóstico estructural final de la vulnerabilidad sísmica, teniendo como resultados que la edificación presenta: alta flexibilidad lateral en un sentido más que en el otro debido a su configuración estructural, un comportamiento dinámico no ideal, y que algunos elementos estructurales no cumplen con los requerimientos mínimos para formar una estructura sismo resistente.

Se trataron varias alternativas de reforzamiento estructural para rigidizar y aliviar a la estructura, y que éstas a su vez sean económicas y relativamente fáciles y rápidas de realizar, por ello se determinó como mejor opción a los muros de corte, el cuál es un reforzamiento muy útil para los problemas y configuración que se tiene en este edificio, y sus materiales necesarios son muy asequibles.

Una segunda propuesta fue muros de rellenos, los cuales son una opción de reforzamiento muy utilizada en nuestro medio.

Luego del análisis de cada alternativa de reforzamiento se determinó que los muros de corte brindaron la mejor solución, al rigidizar toda la estructura y aliviar las columnas y pórticos con el cortante, mientras que la otra alternativa no lo cumplió. Finalmente se realizaron los planos estructurales y un presupuesto referencial de la mejor alternativa de reforzamiento.

ABSTRACT

This project arose from the need to know the current state of the buildings of the National Polytechnic School, which caused the earthquake of April 16, 2016 in Ecuador in the provinces of Manabí and Esmeraldas, through analysis and research to determine its behavior and vulnerability to the occurrence of a new strong earthquake and that its epicenter can be presented closer to the city of Quito.

The building chosen to be studied in this project was the Administrative Building of the E.P.N, for it was made several visits to observe the possible existing and visible symptoms, which in turn may announce structural problems. For this, a global structural analysis of the building was carried out and also an analysis at the level of each structural element, in order to find the existing problems.

Subsequently, the final structural diagnosis of the seismic vulnerability was obtained, with the results that the building presents: high lateral flexibility in one sense more than in the other one due to its structural configuration, a non-ideal dynamic behavior, and that some structural elements do not meet the minimum requirements to form a resistant earthquake structure.

Several alternatives of structural reinforcement were tried to stiffen and to alleviate the structure, and that these in turn are economic and relatively easy and fast to realize, for that reason it was determined as a better option to the walls of cut, which is a very strong reinforcement useful for the problems and configuration you have in this building, and your necessary materials are very affordable.

A second proposal was filler walls, which are a reinforcement option widely used in our environment.

After the analysis of each reinforcement alternative, it was determined that the cutting walls provided the best solution, by stiffening the entire structure and alleviating the columns and porticos with the shear, while the other alternative did not comply. Finally, the structural plans and a reference budget of the best reinforcement alternative were made.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto de investigación, tiene la finalidad de ser una ayuda adecuada para la sociedad ecuatoriana por lo que se seguirá viviendo en los próximos años en el Ecuador, lo cual es la reconstrucción de las provincias de Manabí y Esmeraldas, y el reforzamiento de las estructuras aún existentes en todo el país que no sean sismo resistentes, debido al sismo ocurrido recientemente el 16 abril del presente año, con epicentro en la ciudad de Pedernales provincia de Manabí, con magnitud de 7,8 en la escala de Richter, y que tuvo un resultado catastrófico, y él cual es uno de los motivos principales para el desarrollo del presente trabajo.

Se pretende además, dejar en claro que el Ecuador por su ubicación geográfica en el mundo, está sobre la convergencia de la placa tectónica de Nazca y la placa tectónica Sudamericana, y que además pertenece al Cinturón de Fuego del Pacífico, lo cual lo convierte en un país con un riesgo sísmico muy alto.

Desventajosamente, todos los acontecimientos sísmicos devastadores que hemos sufrido, quedan muy poco tiempo en la memoria de las personas y en evidencia lo dejó este último sismo registrado en el Ecuador, catalogado como terremoto por la gran devastación que causó en gran parte de toda la región costa, en el cuál muchas edificaciones supuestamente estando a la vanguardia de la construcción ya que no tenían más de dos décadas de construidas colapsaron totalmente.

Entonces esto nos lleva a preguntarnos que se está haciendo por las edificaciones que aún siguen en pie, porque en su mayoría son construcciones antiguas de más de tres o cuatro décadas, y que ocupan gran parte del territorio en todas las ciudades del Ecuador, y es por ende el objeto de estudio de este proyecto de investigación, de dar un ejemplo de lo que se debe hacer con construcciones antiguas como es el caso de nuestro edificio en estudio, para que no sea vulnerable y posea un correcto funcionamiento ante un próximo evento sísmico fuerte que en la sierra ecuatoriana no ha ocurrido hace ya varias décadas.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Es de conocimiento, de la gran mayoría de los ecuatorianos que el Ecuador está sujeto a la ocurrencia de “temblores” como se lo denomina popularmente, a los fenómenos sísmicos que ocurren en nuestro país con mucha o poca frecuencia ya que resulta imposible predecir cuándo ocurrirá el siguiente.

El Ecuador tiene un largo historial de eventos sísmicos registrados dentro de nuestro territorio nacional, entre algunos de los más representativos podemos mencionar el de Esmeraldas, que se produjo el 31 de enero de 1906, tal vez el más fuerte de nuestra historia por su posición de número quinta en el mundo, además estuvieron el sismo en Ambato el 5 de agosto de 1949, el sismo en Bahía de Caráquez el 4 de agosto de 1998, y el reciente en Pedernales, el 16 de abril del 2016, todos con resultados catastróficos.

Estas catástrofes que han dejado los sismos se deben a la alta tasa de vulnerabilidad sísmica de las construcciones a lo largo y ancho del Ecuador, ya que se emplean sistemas constructivos que no son aptos para resistir cargas sísmicas. A las construcciones antiguas podríamos tal vez atribuirle al conocimiento que se tenía en aquella época y la calidad de los materiales, pero a las construcciones recientes si se deja ver mucho la falta de criterio y cumplimiento de un buen diseño estructural, y también a la informalidad de construcciones que está proliferando mucho actualmente, y esto debido a la falta de control por parte de las autoridades pertinentes.

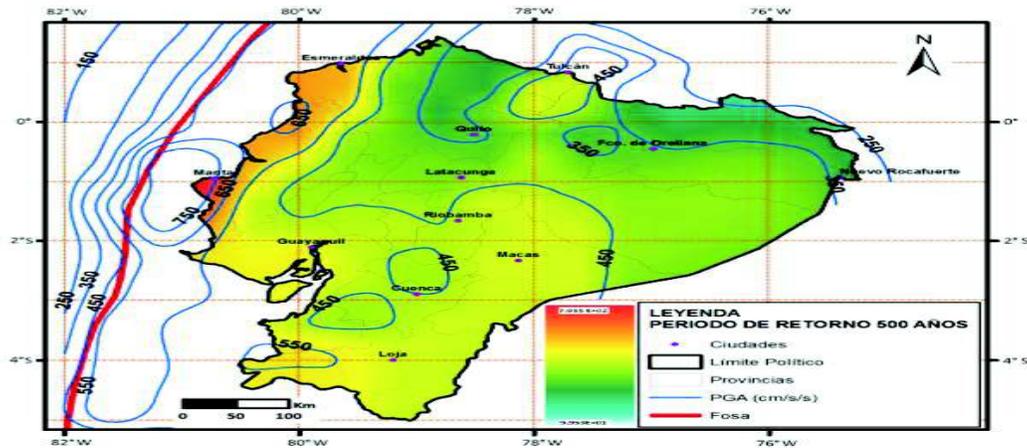
Entonces, comenzaremos el presente trabajo explicando la peligrosidad y riesgo sísmico al que está sujeto nuestro país y detallando las construcciones tradicionales en el Ecuador y avanzaremos explicando y detallando todo lo que

se debe realizar para tener una construcción sismorresistente y en nuestro caso el reforzamiento más adecuado para una edificación en pie.

1.1.1 PELIGROSIDAD SÍSMICA

El término *peligrosidad sísmica* (o peligro sísmico), se la define como “la probabilidad de ocurrencia, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de una región determinada, de movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados (NEC, 2015).

FIGURA 1. 1 MAPA DE PELIGROSIDAD SÍSMICA DEL ECUADOR.



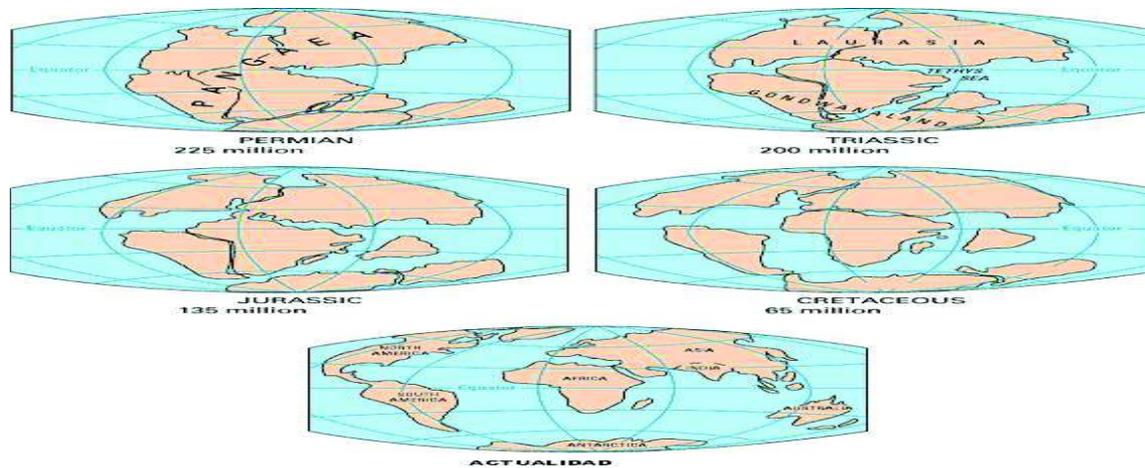
FUENTE: <http://repositorio.educacionsuperior.gob.ec/bitstream/28000/1221/1/T-SENESCYT-000352.pdf>
(2013)

Nota: Las líneas azules indican las aceleraciones aproximadas de la tierra que pueden darse en esa zona. Dadas en gales (sistema cegesimal), que por definición $1 \text{ Gal} = 1 \text{ cm s}^{-2} = 0,01 \text{ m s}^{-2}$, en el sistema internacional.

1.1.1.1 Teoría de las Placas Tectónicas

En 1912, el meteorólogo y astrónomo Alfred Wegener, fue quien propuso mediante su famosa teoría “*La Deriva Continental*”, que en un pasado geológico todos los continentes que ahora conocemos estuvieron unidos en un supercontinente denominada “*Pangea*”, y que comenzó a separarse en fragmentos en la era Pérmica.

FIGURA 1. 2 LA EVOLUCIÓN DE LOS CONTINENTES.

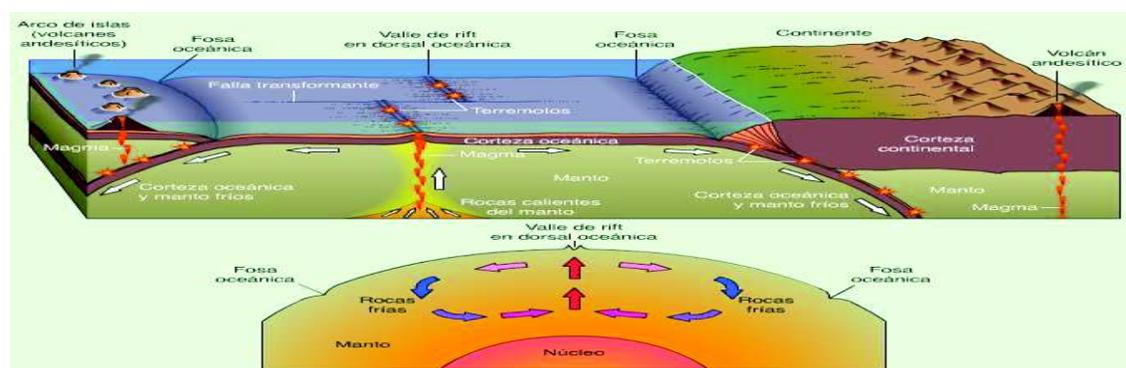


FUENTE: http://www.profesorenlinea.cl/Ciencias/Placas_tectonicas_Teoria.htm

La teoría de las placas tectónicas plantea que la corteza terrestre (litósfera), está dividida por grandes segmentos de roca rígida denominados placas, y que se extienden por todo el globo terráqueo, se extienden a profundidades de 100 a 200 km, y que cada placa se desliza relativa a la vecina horizontalmente, sobre la roca más blanda que está inmediatamente por debajo.

Sobre la capa de roca denominada *Astenósfera*, descansan todas las placas tectónicas principales, secundarias y las nuevas formaciones de corteza terrestre que se ocurren debido a las *corrientes de convección* (figura 1.3), que son movimientos cíclicos continuos entre el material fundido de la astenósfera (magma) y el material frío endurecido que va al interior de la tierra y provoca la rotura de las placas tectónicas.

FIGURA 1. 3 CORRIENTES DE CONVECCIÓN.



FUENTE: <http://www.taringa.net/post/info/10790787/La-estructura-interna-de-la-Tierra.html>

FIGURA 1. 5 PLACAS TECTÓNICAS DE AMÉRICA LATINA.

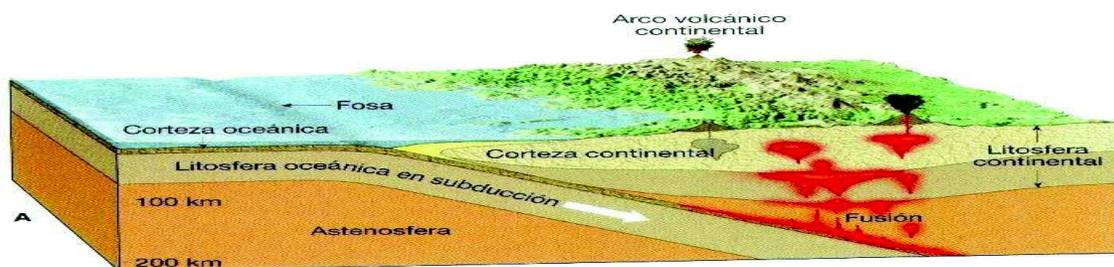


FUENTE: Normas de diseño sismorresistente en América Latina: Limitaciones

El proceso de *subducción* entre placas litósferas es el fenómeno más importante a lo largo de toda la costa pacífica del continente sudamericano.

Según la teoría de placas tectónicas, la subducción es el proceso de hundimiento de una placa por debajo de otra en límite de convergencia, que en este caso la placa de nazca al ser más densa es la que se va introduciendo por debajo de la placa sudamericana, y es ahí donde se acumula una gran cantidad de energía por la fricción entre ambas, y que al liberarse genera los sismos, terremotos, maremotos y hasta las erupciones volcánicas.

FIGURA 1. 6 PROCESO DE SUBDUCCIÓN.



FUENTE: <http://es.slideshare.net/marianog/tcnica-de-placas-1390232>

Este proceso de subducción mostrado en la figura 1.6, se presenta a lo largo de todas las costas pacíficas de América, Asia y parte de Oceanía, en lo que se denomina el *Cinturón de Fuego del Pacífico*, pero también hay zonas de subducción en las Antillas (islas del caribe), Antillas del sur (parte de la región antártica), partes del Mar Mediterráneo y la costa índica de Indonesia.

El Cinturón o Anillo de Fuego del Pacífico, se caracteriza por la gran actividad volcánica que se encuentra a lo largo de todas las costas pacíficas, que en ciertos casos por la gran fuerza de la explosión en sus erupciones generan sismos relativamente fuertes.

FIGURA 1. 7 CINTURÓN DE FUEGO DEL PACÍFICO.



FUENTE: http://es.wikipedia.org/wiki/Cinturón_de_Fuego_del_Pacífico

Es por esto, que la ubicación geográfica del Ecuador, por estar en zona de subducción de placas tectónicas y formando parte del cinturón de fuego del pacífico, lo vuelven un país con alta sismicidad.

1.1.2 RIESGO SÍSMICO EN EL ECUADOR.

El riesgo sísmico se define como la función de probabilidad de pérdidas derivadas de los daños a un elemento o conjunto de elementos, como consecuencia de la acción de terremotos. Es por tanto, función de las características de esta acción y de la respuesta a ella de los elementos en riesgo. (Parra, 2016).

Según la definición de la United Nations Disaster Relief Organization (UNDRO, 1979), oficialmente aceptada, el Riesgo Sísmico (R) en una determinada población se define como:

$$R = H * V * E * C$$

donde,

H: Peligrosidad sísmica que determina el movimiento esperado en la población.

V: Vulnerabilidad de las estructuras.

E: Exposición o densidad de estructuras y habitantes.

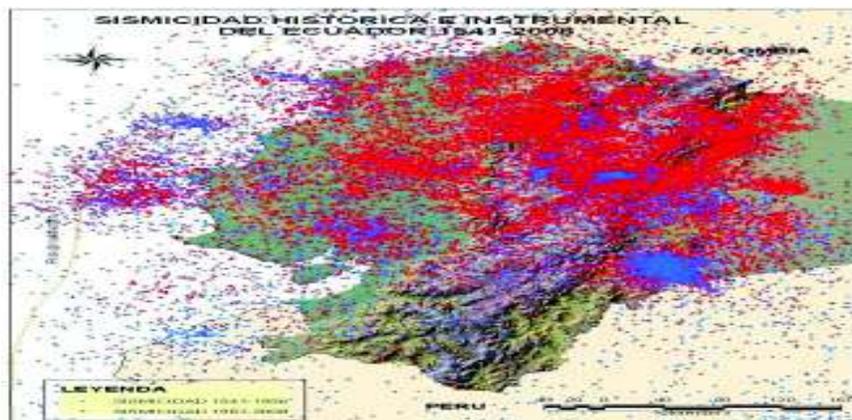
C: Coste de reparación o de pérdidas.

Según esta definición, el riesgo vendría expresado en términos económicos, que representarían el coste de reparación por pérdidas ante el movimiento reflejado por medio de la peligrosidad sísmica.

1.1.2.1 Historia Sísmica en el Ecuador.

Tal vez esta sea una de las historias del Ecuador más largas que contar por la gran cantidad de sismos que ha vivido el país, que en su mayoría han sido eventos devastadores y en algunos de estos casos inclusive llegaron a destruir prácticamente ciudades enteras.

FIGURA 1. 8 SÍSMICIDAD HISTÓRICA E INSTRUMENTAL DEL ECUADOR.

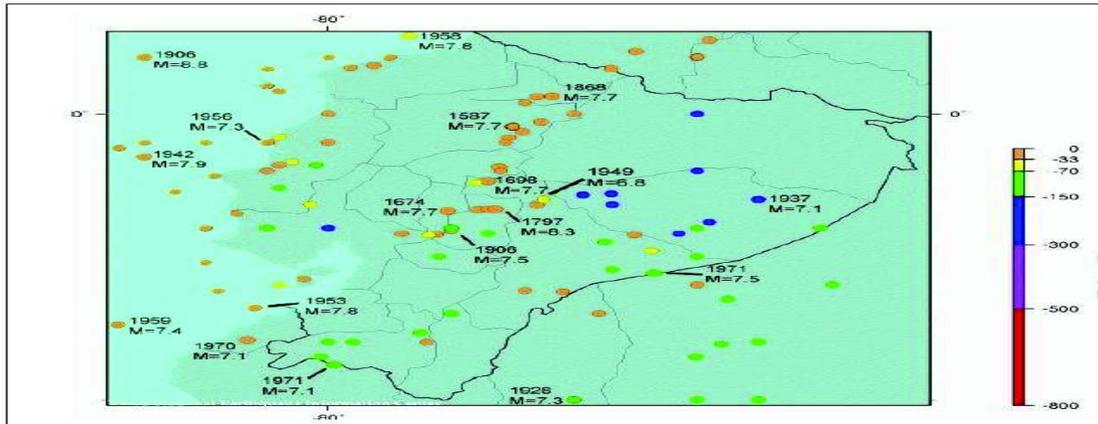


FUENTE: Instituto Geofísico EPN

En la figura 1.8 se pueden observar casi cuatro siglos de registros sísmicos tanto dentro del territorio ecuatoriano como en las afueras del mismo pero que se han sentido y algunos con repercusión en el país. Se puede observar también que la mayor parte de estos eventos sísmicos han ocurrido en el callejón interandino del Ecuador y sobretodo en su parte norte, y esto se le puede atribuir a la gran cantidad de fallas geológicas que se encuentran en toda la región sierra.

A continuación se muestra los principales terremotos registrados en Ecuador en casi el mismo periodo de tiempo, obviando el sismo recién vivido este año el 16 de abril.

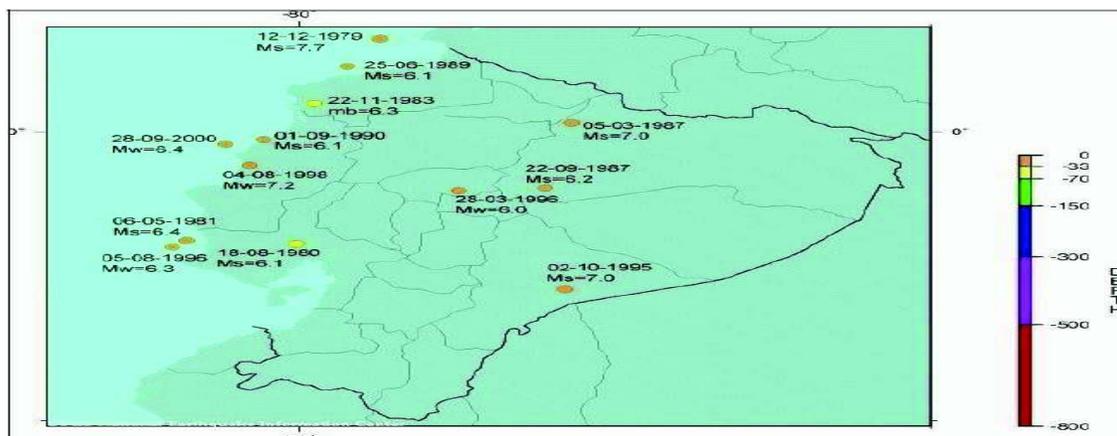
FIGURA 1. 9 PRINCIPALES TERREMOTOS REGISTRADOS EN ECUADOR ENTRE 1540 Y 2002 CON MAGNITUD MAYOR A 6.0.



FUENTE: Aguiar, Roberto. (2003). "Análisis sísmico por desempeño". Prólogo. Pág. iv.

Pero pese a lo mostrado en la figura 1.8, esta región y en especial la ciudad de Quito no han registrado sismos significativos desde hace más de seis décadas (1949, Terremoto ciudad de Ambato), por lo que se estaría acumulando aún más energía y que al liberarse se esperaría un terremoto de gran magnitud que podría ocasionar muchas pérdidas humanas y materiales como los dos últimos sismos que ocurrieron en la región costa.

FIGURA 1. 10 SISMOS SUPERFICIALES CON MAGNITUD MAYOR A 6.0 REGISTRADOS ENTRE 1977 Y 2002.



FUENTE: Aguiar, Roberto. (2003). "Análisis sísmico por desempeño". Prólogo. Pág. iii.

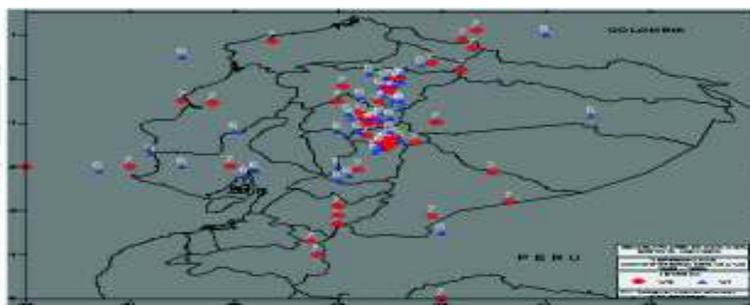
Claramente la figura 1.10 corrobora que la región sierra prácticamente no ha sufrido sismos fuertes, y que un pequeño aviso de que ocurrirá un evento sísmico grande se dio cuando se redactaba este proyecto, a la casi medianoche del lunes 8 de agosto del 2016, con un sismo superficial de 4.7, con epicentro en la ciudad de Quito a una profundidad de 5 km.

A un sismo también se lo puede describir determinando su intensidad, ya que la intensidad mide los daños causados por el sismo o el grado de vulnerabilidad de las zonas que pueden resultar afectadas.

En los registros históricos, en el Ecuador se han categorizados sismos con una intensidad de grado VII o mayor en la escala de Mercalli Modificada, donde ya se habla de daños severos, deslizamientos, muertes y cuantiosas pérdidas materiales.

En la figura 1.11 se muestran las intensidades históricas del Ecuador del orden de 6 y 7 grados, y como se puede observar la mayor parte se ha dado en la región interandina, lo cual se interpreta que es la parte del Ecuador que más ha sido afectada y destruida varias veces por los sismos.

FIGURA 1. 11 MAPA DE INTENSIDADES SÍSMICAS 1541 – 1990.



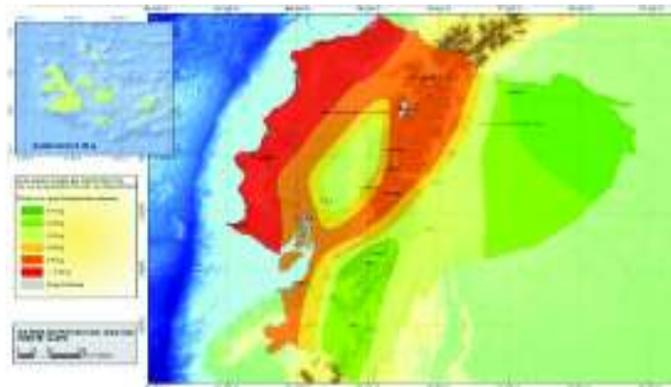
FUENTE: Instituto Geofísico EPN.

1.1.2.2 Zonificación Sísmica en el Ecuador.

La delimitación de cada zona, sin dejar de ser un proceso subjetivo, tiene un efecto significativo en la evaluación de la peligrosidad, ya que a partir de su delimitación se estimarán los máximos sismos potenciales asociados a cada una de ellas y las leyes de recurrencia que gobiernan su sismicidad.

El máximo sismo potencial, es el mayor que puede esperarse en la fuente y para determinarlo debe conocerse tanto la sismicidad ocurrida en el pasado, como la capacidad de las fallas geológicas para generar sismos de una cierta magnitud (Parra, 2016). El valor de Z representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (NEC, 2015).

FIGURA 1. 12 ECUADOR, ZONAS SÍSMICAS PARA PROPÓSITO DE DISEÑO Y VALOR DEL FACTOR DE ZONA Z.



FUENTE: NEC_SE_DS, Peligro Sísmico, NEC-2015.

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0,50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI (NEC, 2015).

Entre las principales consideraciones para la elaboración de este mapa están:

- Principal fuente de energía sísmica la subducción de la placa de Nazca
- Estudio de principales eventos sísmicos históricos
- Uniformidad del peligro y practicidad del diseño
- Protección de ciudades importantes
- Compatibilidad con normativas sísmicas en países vecinos

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica, el que se indica en la figura 1.12, el territorio del Ecuador se encuentra dividido en seis zonas sísmicas, donde cada zona tiene su propio valor del factor de zona Z, (Villalba, 2015).

TABLA 1. 1 VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

FUENTE: NEC_SE_DS, Peligro Sísmico, NEC-2015.

Se incluye en la NEC-2015 una tabla donde se encuentran lugares a nivel de población – parroquia – cantón – provincia, para determinar de manera más fácil el valor de Z de una localidad específica.

1.1.3 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE CONSTRUCCIONES EN ECUADOR.

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño (Barbat, 1998).

Nuestra sociedad lastimosamente no es consiente del alto grado de vulnerabilidad al que estamos sujetos, ni mucho menos a la magnitud de afectación y consecuencias devastadoras, debido a las construcciones informales que están proliferando cada vez más en el país y tampoco a las patologías estructurales que no han sido diagnosticadas y mucho menos reforzadas para darles una mejor resistencia ante un evento sísmico.

Las construcciones informales son las que más daños sufren ante la presencia de estos eventos, y que se han comprobado no solo en Ecuador sino en los países en donde han ocurrido grandes terremotos y donde han colapsado muchas edificaciones, pero este tipo de estructuras también han proliferado debido a la corrupción que es algo común a nivel mundial, ya que no hay un control por parte de las autoridades de turno y competentes del caso, que hagan cumplir las especificaciones técnicas de los estudios y normas vigentes de construcción, por lo que sería la negligencia de ellos y la inconciencia de la sociedad el que existan construcciones con metodologías y materiales inapropiados que generen una vulnerabilidad alta en el país.

Por ello, deben presentarse buenos estudios para realizar una construcción en los cuales se cumplan los principios de la sismo resistencia, se sigan las normas de construcción vigentes y no se presenten patologías estructurales.

En cuanto a los sistemas constructivos que se detallaran en los siguientes subcapítulos, que todavía continúan en pie, deben realizárseles diagnósticos que determinen su estado y pueda implementárseles reforzamientos estructurales que eviten pérdidas.

1.1.3.1 Sistemas Tradicionales de Construcción en el Ecuador.

Los sistemas de construcción en el Ecuador son innumerables que van desde las construcciones con caña o adobe, hasta las construcciones modernas con estructuras metálicas o mixtas.

Construcciones de Madera y Caña.

Este tipo de construcciones son muy comunes en las zonas rurales de la costa ecuatoriana, donde toda la estructura es de madera y caña, sin que se garantice la seguridad estructural ante un evento sísmico, y que además son muy vulnerables a incendios.

FIGURA 1. 13FOTOGRAFÍA DE VIVIENDA DE CAÑA EN MANABÍ.



FUENTE: Manabí, noticias en línea.

Construcciones de Adobe o Tapial.

Estas construcciones se encuentran mucho en la sierra y oriente ecuatoriano en los sectores coloniales, y que todavía se continúan usando por la conservación del patrimonio cultural.

FIGURA 1. 14 FOTOGRAFÍA DE VIVIENDA DE ADOBE EN PÍLLARO.



FUENTE: Píllaro turístico: costumbres y tradiciones.

Sistemas de Estructura Aporticada con losas planas, vigas banda y columnas.

En este tipo de sistema la losa está apoyada solamente sobre las columnas, ya que no hay vigas descolgadas debido a que están embebidas en la losa o simplemente no existen. Esto implica que todas las cargas son transmitidas directamente a las columnas, no solo por flexión sino también por corte excéntrico, además se genera el efecto de punzonamiento, y se provocan momentos desequilibrantes que ante la presencia de una sismo no necesariamente fuerte puede ocasionar daños estructurales irremediables.

FIGURA 1. 15 FOTOGRAFÍA DE SISTEMA DE LOSAS PLANAS SIN VIGAS BANDA.



FUENTE: http://www.arquimaster.com.ar/materiales/nota_esferas_prenova.htm.

FIGURA 1. 16 FOTOGRAFÍA DE SISTEMA DE LOSAS PLANAS CON VIGAS BANDA Y ALIVIANAMIENTOS.



FUENTE: http://grupovconstruccionii.blogspot.com/2015_12_05_archive.html

Sin embargo, este tipo de construcciones es muy utilizado por la gran ventaja que presenta: su facilidad constructiva; la colocación del encofrado y el armado de acero con sus elementos no implican grandes problemas y se reducen muchos rubros que vuelven menos costosa la obra, y se pueden acceder a más plantas lo cual no es recomendable, y por ello se debe controlar todos los efectos ya mencionados que se generan en este tipo de estructura y cumplir las especificaciones de parte de las personas que defienden este tipo sistemas.

Sistemas de Estructura Aporticada con Vigas Descolgadas.

Este sistema está respaldado por el ACI, y por ello es muy utilizado a pesar de que no sea la mejor alternativa para tener un sistema sismo resistente, ya que lo que se trata es de olvidar la idea del pórtico. Pero este sistema teniendo un buen diseño ha dado buenos resultados ante cargas sísmicas y se lo puede mejorar aún con diafragmas o muros de corte.

El sistema trata de que ahora la losa descansa sobre vigas descolgadas y éstas vigas sobre las columnas, lo cual alivia mucho a las columnas puesto que las cargas de la losa se transmiten a las vigas que poseen un mayor peralte y absorbe gran parte de los momentos producidos y los momentos desequilibrantes son transmitidos a las columnas solo por flexión, además se elimina el punzonamiento y el corte excéntrico, problemas que teníamos que cuidar mucho en el sistema anterior.

FIGURA 1. 17 FOTOGRAFÍA DE SISTEMA APORTICADO CON VIGAS DESCOLGADAS.



FUENTE: <http://www.construdata.com/BancoConocimiento/T/terracota-entrepiso/entrepisos2.htm>

El encofrado en estos sistemas es el inconveniente constructivo, debido a que la viga no está al mismo nivel de la losa y se debe realizar diferentes encofrados.

Sistemas de Estructura Metálicas.

La estructura metálica es un sistema que ha incursionado en los últimos años en nuestro país como respuesta a los conocimientos vanguardistas que se van adquiriendo por los ingenieros civiles, y que a la vista de todos ha tomado gran acogida en nuestra sociedad por la frecuencia con la que se está usando.

Las ventajas que ofrece este sistema son que abarata costos en mano de obra por el rápido montaje de la edificación y sobretodo su poco peso en comparación con una estructura de hormigón armado que ante las cargas horizontales que ofrece un sismo éste sistema trabajaría de mejor manera, pero ante cargas verticales sería un poco deficiente porque tiene menor rigidez que una estructura de hormigón armado que es mucha más rígida.

FIGURA 1. 18 FOTOGRAFÍA DE ESTRUCTURA METÁLICA.



FUENTE:<http://www.integraliagrupo.com/como-se-construye-la-estructura-metalica-para-un-edificio-de-tecnologia-aeroespacial/>

Pero en el país aún no existe un código vigente en el cuál se indique la manera correcta diseñar estas estructuras metálicas, y por ello se utilizan los códigos extranjeros como el AISI y el AISC, y que habría que comprobar que tan adaptables son a nuestro territorio, porque en el aspecto económico no es mucha la diferencia en cuanto a los sistemas de hormigón armado según varios ingenieros, pero si influye en la economía de ellos.

1.1.3.2 Patologías Estructurales.

Las patologías estructurales han existido y se han manifestado a lo largo de la historia, pero a partir de la década de los sesenta se comenzaron a investigar sobre el efecto de estas patologías en el concreto reforzado.

A nivel académico es relativamente nuevo el concepto de patologías estructurales, el cuál para su entendimiento se hace una analogía de las estructuras o edificaciones con el ser humano o cualquier otro ser vivo, que puede presentar “enfermedades” o “dolencias” (patologías), que se entienden como la presencia o evidencia de fallas o comportamiento irregular de una edificación, con las cuales, no se puede garantizar la seguridad de la misma.

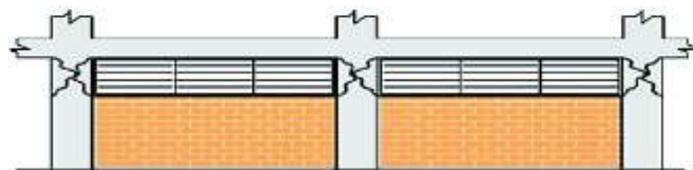
A continuación se presenta varias patologías estructurales comunes en nuestro medio que han provocado graves daños y hasta el colapso ante un sismo.

Columna Corta.

La patología estructural de columna corta se presenta con mucha frecuencia en todo centro educativo, en centros de salud y hospitales, debido a que este tipo de obras por su demanda de espacio, ventilación e iluminación hace que su configuración arquitectónica forme columnas de diferentes alturas.

El hecho es que ante un terremoto todas las columnas tendrán las mismas solicitaciones de cargas horizontales independientes de sus diferentes alturas libres, sin embargo las columnas cortas serán más rígidas que las columnas más largas, y éstas atraerán mucha más fuerza horizontal. Por lo tanto estas columnas cortas fallarán a corte, por su gran rigidez y a menudo presentan una grieta en forma de X debido a fuerzas bi-dimensionales.

FIGURA 1. 19 EFECTO DE LA COLUMNA CORTA.



FUENTE: <http://otanez.blogspot.com/2013/01/salvar-vidas-con-el-4.html>

FIGURA 1. 20 FALLA DE COLUMNA CORTA DESPUES DE UN SISMO.



FUENTE: "Estudio de la seguridad sísmica y diseño del reforzamiento estructural de una vivienda de 3 pisos" Elaborado por: Ulcuango David y Ochoa Jacqueline

Piso Blando o Débil.

Los pisos blandos y débiles son los que presentan una rigidez significativamente menor al resto de los pisos del edificio, pueden estar en los pisos inferiores como en los intermedios.

Estos pisos blandos son considerados muy perjudiciales para el comportamiento global de las estructuras, debido a que sus deformaciones laterales exceden la capacidad de deformación de las columnas pudiendo llevar al colapso del edificio, y además que por lo general no se incluye en el análisis estructural la influencia de la mampostería, la cual según su distribución arquitectónica puede generar cajas muy rígidas en los pisos superiores o inferiores a los pisos blandos.

Esta configuración arquitectónica de mampostería se debe a solicitudes de parqueaderos, salas de eventos sociales o departamentos administrativos que requieren grandes espacios libres formando las plantas débiles.

FIGURA 1. 21 EFECTO PISO BLANDO EN PLANTA INFERIOR.



FUENTE: <https://www.thinglink.com/scene/508635856542629890>

Según la NEC-15, el piso blando es aquel en el cual su rigidez lateral es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso inmediato superior, siendo así que una discontinuidad o un cambio abrupto de la rigidez en un piso con respecto a otro y una altura mayor en el primer piso con respecto a los otros se genera una alta flexibilidad y excesivos desplazamientos laterales, pudiendo también generarse en pisos intermedios como se muestra a continuación.

FIGURA 1. 22 FOTOGRAFÍA DE EFECTO PISO BLANDO EN PLANTAS INTERMEDIAS, TERREMOTO 16 DE ABRIL DEL 2016, MANABÍ, ECUADOR.



ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

Golpeteo entre Edificios o Efecto de Martilleo.

Cuando una edificación se encuentra adosada a otra, sin su debida separación corre el gran riesgo de ser destruida o desestabilizada a causa de los desplazamientos laterales de la edificación colindante por los movimientos sísmicos.

Esto ocurre debido a que cada estructura tiene su propia masa y rigidez, que genera sus propios periodos de vibración y desplazamientos máximos distintos. Los daños se producen cuando los entresijos de las edificaciones no coinciden y las columnas se fracturan a nivel del golpeteo o martilleo, provocando graves daños y hasta el colapso de la estructura ante un terremoto.

FIGURA 1. 23 FOTOGRAFÍA DE EFECTO DE MARTILLO Y COLAPSO DE LA EDIFICACIÓN, TERREMOTO 16 DE ABRIL DEL 2016, MANABÍ, ECUADOR.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

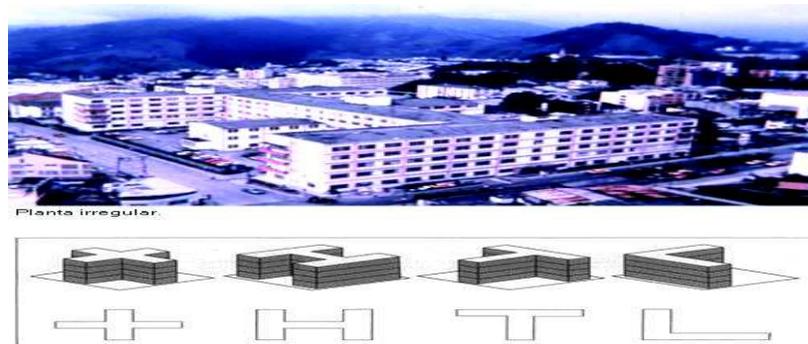
Torsión en Planta.

Uno de los efectos que causa mayor daño en las estructuras es la torsión, que se presenta cuando la edificación tiene distribución asimétrica de rigidez (zonas más rígidas y zonas más flexibles), es decir, existe excentricidad entre su centro de masa y su centro de rigidez, y por ende su modo de vibración predominante es la torsión, y es algo muy grave que ocurra pues generalmente los elementos estructurales no se diseñan a torsión, pues siempre se espera que sea la traslación el modo de vibración principal.

Esta patología se manifiesta cuando se tienen plantas irregulares con formas en T, en L, en U, en Z o en cruz, y lo mismo en elevación. Entonces se presentan concentraciones de deformaciones en los extremos del cuerpo central y las “aletas” tienden a rotar puesto que son transversales a la orientación del movimiento sísmico.

Pero a veces es necesario darle asimetría a la edificación ya sea por solicitudión arquitectónica o bien por el terreno que se tiene disponible, por lo que en estos casos se debe diseñar juntas de dilatación sísmica, dándoles el ancho suficiente para que cada bloque tenga su propio movimiento y pueda trabajar independiente del otro y no atado al resto de la estructura y se golpeen entre sí.

FIGURA 1. 24 TORSIÓN EN PLANTA.



FUENTE: http://www.academia.edu/7031155/EXCENTRICIDAD_Y_TORSION

Incompatibilidad de materiales.

El uso de varios materiales de construcción en el mismo elemento estructural o no estructural es un error que se comete por desconocimiento de los que realizan construcciones informales y que se presentan sobre todo en las mamposterías.

En los últimos tiempos en el Ecuador se ha venido utilizando el acero y la mampostería para la construcción de distintos tipos de estructuras, en el cual si no se toman las debidas precauciones pueden llegar a fracasar como tal, y otra combinación que a común se ve en los suburbios de la costa es la combinación de la madera con la mampostería de ladrillo la cual es una incompatibilidad total entre ambos materiales, y que por ningún motivo se debería realizar.

Una buena solución para el problema de la mampostería con el acero, es utilizar la mampostería reforzada con armadura horizontal y vertical distribuida por toda la mampostería y colocada de tal manera que el acero y la mampostería trabajen en forma conjunta.

FIGURA 1. 25 FOTOGRAFÍA DE CASA CON COLUMNAS Y VIGAS DE MADERA, Y PAREDES DE LADRILLO.



FUENTE: <http://analisiserickbojorque.blogspot.com/2016/06/los-sismos-no-son-los-que-hacen-caer.html>

Humedad

La humedad es una patología un tanto ignorada por los constructores, pero que puede ocasionar daños si no se toman las precauciones respectivas.

La humedad causa deterioro en los elementos de concretos, corrosión en el acero que con el tiempo pueden provocar agrietamientos y la falta de adherencia de los materiales internos de los elementos estructurales, para lo cual se debería impermeabilizar a la estructura en las zonas vulnerables a humedad.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar un diagnóstico de la seguridad sísmica y proponer los más adecuados diseños de reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad del Edificio Administrativo de la Escuela Politécnica Nacional.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- ✓ Definir un diagnóstico de la edificación basado en sus características estructurales, sus síntomas físicos (de haberlos) y sus problemas estructurales.

- ✓ Identificar las patologías estructurales existentes, modelar la edificación y analizar su comportamiento mediante varios métodos de análisis estructural.
- ✓ Proponer y diseñar alternativas de reforzamiento estructural pertinentes a la edificación para eliminar o reducir lo más posible las patologías y problemas estructurales que impidan su óptimo desempeño.
- ✓ Establecer la efectividad de los reforzamientos estructurales propuestos y escoger los mejores en cuanto a la factibilidad económica, constructiva y sobre todo en términos de comportamiento sismo resistente.

1.3 JUSTIFICACIÓN.

El presente trabajo de titulación se lo realiza porque se desea conocer el estado actual del Edificio de Administración de la Escuela Politécnica Nacional, para así poder dar un diagnóstico del mismo y dar alternativas de reforzamiento estructural, ante la posibilidad de que se presente un movimiento sísmico fuerte en la ciudad de Quito como el ocurrido recientemente en la costa ecuatoriana y se puedan evitar daños y pérdidas tanto materiales como humanas, y además que el presente estudio sirva también como ejemplo para el análisis de las demás edificaciones existentes en el campus J. Rubén Orellana.

CAPITULO 2

MARCO TEÓRICO Y METODOLOGÍA

2.1 PRINCIPIOS DE LA SISMORRESISTENCIA

Se considera que una edificación es sismo resistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas y materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de fuerzas causadas por sismos frecuentes.

El fin con el que se diseña una estructura sismo resistente, es el salvaguardar vidas y bienes, y el costo que represente se justifica totalmente por la seguridad que brinda, pero otro de los objetivos principales es que la estructura no colapse total ni parcialmente ante un evento sísmico mayor al que se calcule en el diseño, y así la edificación pueda seguir operando después del movimiento telúrico. Para que una edificación sea sismo resistente se deben cumplir los siguientes principios que se detallaran en cada subcapítulo a continuación, (La Red, 2012):

2.1.1 FORMA REGULAR

La geometría de una edificación debe ser simétrica y sencilla tanto en planta como elevación, ya que las formas complejas e irregulares generan concentraciones de esfuerzos en las esquinas y la patología de torsión, al intentar girar de manera desordenada al ser sacudida por un sismo.

FIGURA 2. 1 EDIFICIO CON FORMA IRREGULAR.



FUENTE: http://ocw.upm.es/expresion-grafica-arquitectonica/geometria-grafica-informatica-en-arquitectura-i/material-de-clase?set_language=en

2.1.2 BAJO PESO

Entre mayor sea el peso o masa de las edificaciones mayor será la fuerza lateral actuante provocada por un sismo que tendrán que soportar, y además al ser muy pesadas la severidad con que serán sacudidas provocarán una exigencia muy alta a todos los elementos y componentes de la estructura.

2.1.3 MAYOR RIGIDEZ

Al darle a las edificaciones una rigidez adecuada los elementos no estructurales no sufrirán grandes daños porque la deformación sería poca ante un movimiento sísmico, al contrario de una estructura flexible o poca sólida que puede deformarse tanto que provoca la caída de paredes, la rotura de acabados arquitectónicos e instalaciones, e incluso el colapso de la estructura.

FIGURA 2. 2 ESTRUCTURA FLEXIBLE Y ESTRUCTURA RÍGIDA.

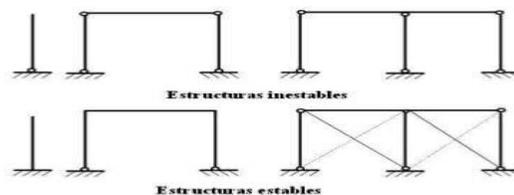


FUENTE: Evaluación de daños y de la seguridad de edificaciones después de un sismo.

2.1.4 BUENA ESTABILIDAD

Las estructuras deben tener firmeza y estabilidad ante las vibraciones causadas por un sismo, si se tiene una cimentación deficiente las estructuras corren el gran riesgo de volcar o deslizar, y además la falta de estabilidad provoca que edificaciones se golpeen entre sí, si no hay suficiente separación entre ellas.

FIGURA 2. 3 ESTRUCTURAS ESTABLES E INESTABLES.



FUENTE: <http://es.slideshare.net/stephanieespinozacastaneda/teoria-de-portico>

2.1.5 SUELO FIRME Y BUENA CIMENTACIÓN

La cimentación es el principal componente para dar confiabilidad y transmitir con seguridad el peso de la estructura al suelo, el cual debe ser resistente para no amplificar las ondas sísmicas que sí lo hacen los suelos blandos y facilitan los asentamientos que afectan enormemente a las edificaciones en caso de sismo.

2.1.6 ESTRUCTURA APROPIADA

Dimensiones inadecuadas, cambios bruscos de rigidez, falta de continuidad, una configuración estructural desordenada y voladizos excesivos son factores inapropiados para el buen desempeño de una estructura ante un sismo, pues se generan concentraciones de esfuerzos, torsiones y grandes deformaciones que provocan graves daños o el colapso. Lo apropiado para una estructura es ser sólida, simétrica, uniforme, continua y bien conectada entre todos sus elementos.

2.1.7 MATERIALES COMPETENTES.

Los materiales deben tener alta resistencia, no ser frágiles, ni presentar discontinuidades porque se romperían fácilmente ante la acción de un sismo, en cambio materiales de buena calidad proporcionan gran resistencia y capacidad de absorber y disipar energía cuando la edificación se sacude por un sismo.

2.1.8 CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN

Este principio es uno de los menos cumplidos en las construcciones de la sociedad ecuatoriana, por no acatar las especificaciones técnicas de diseño y construcción y por no usar materiales que cumplan los requisitos de calidad y resistencia. Muchas edificaciones parecen cumplir con la mayoría de los principios de sismo resistencia y por ello hay mucha falta de supervisión y control de calidad en las construcciones pero que los movimientos sísmicos siempre descubren todos estos errores y descuidos que se hayan cometido.

2.1.9 CAPACIDAD DE DISIPAR ENERGÍA

Toda edificación debe ser dúctil y tenaz para no presentar fallas de tipo frágil, al iniciar sus deformaciones debido a que este tipo de fallas degradan la rigidez y la resistencia de la estructura, además de que pierden estabilidad y pueden colapsar súbitamente. Las estructuras deben ser capaces de disipar energía para que puedan soportar deformaciones laterales y no se causen graves daños, para ello es aconsejable que los estribos de las vigas y columnas se coloquen muy juntos para proporcionar un buen confinamiento de los elementos y mayor resistencia al concreto y a la armadura longitudinal.

2.1.10 FIJACIÓN DE ACABADOS E INSTALACIONES

Una buena adherencia y conexión de los acabados arquitectónicos, fachadas, ventanas, instalaciones y demás componentes no estructural es indispensable para que no interactúen con la estructura, y no se desprendan fácilmente por las sacudidas y deformaciones laterales que causan los sismos.

FIGURA 2. 4 DISEÑO ARQUITECTÓNICO Y ACABADOS.



FUENTE: <http://www.tucasaecuador.com>

2.2 DEFINICIÓN DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

Toda estructura por más parecida o cercana a otra siempre será diferente, porque tendrá características únicas y un sistema resistente propio que la hacen distinta de cualquiera otra pero, que a la vez hacen que pertenezca a un grupo definido de estructuras.

Por ello para analizar el estado de vulnerabilidad de la edificación a estudiar, se empieza por definir su sistema estructural (Celi, 2016), y para eso en el siguiente cuadro se exponen varios tipos de sistemas estructurales y la descripción de los mismos.

TABLA 2. 1 TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES.

TIPOS DE ESTRUCTURA	SISTEMA	OBSERVACIÓN
ESTRUCTURA APORTICADA	Losas planas, vigas banda y columnas	Es grave el <u>punzonamiento</u> y la excentricidad
	Vigas descolgadas y columnas	Importante chequear las conexiones viga – columna
ESTRUCTURA CON DIAFRAGMAS	Muros de hormigón armado con cabezales en sus extremos	Deben absorber el 80% o más del cortante basal y chequearlos a flexo compresión
ESTRUCTURA CON MUROS DE CORTE	Muros de concreto o albañilería	Trabajan a corte y ayudan a las columnas absorbiendo fuerzas laterales
ESTRUCTURA CON MUROS PORTANTES	Muros con armaduras	Revisión a flexo compresión porque soportan cargas verticales y tracciones por flexión

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

2.3 REFORZAMIENTO DE EDIFICIOS ALTOS

Siempre debe prevalecer el criterio de prevención antes que el de reparación, por lo muy costoso y complicado que puede representar la restauración de una edificación en muchas ocasiones.

El tipo y la forma de un reforzamiento siempre se definen después del diagnóstico de la estructura que determina sus problemas y vulnerabilidades, y así trabajar en ellos para superarlos y preparar a la estructura para un sismo.

Los edificios altos y que sean administrativos son importantes por la gran cantidad de personas que albergan por razones laborales, por lo que su sismo resistencia debe ser muy buena porque si colapsa ante un terremoto su caída no solo causará pérdidas humanas y materiales del propio edificio sino también el de sus alrededores por su gran altura.

2.3.1 OBJETIVOS DEL REFORZAMIENTO, (MÁRQUEZ, 2016)

- ❖ Aumentar la rigidez de la estructura y a la vez proporcionarle una buena capacidad de disipar energía.
- ❖ Disminuir los desplazamientos laterales y aumentar su capacidad de carga y resistencia.
- ❖ Brindar seguridad a un sistema que no lo poseía mediante técnicas de reforzamiento adecuadas que se acoplen bien al edificio.
- ❖ Eliminar o reducir las pérdidas humanas y materiales.

2.3.2 TIPOS DE REFORZAMIENTOS PARA EDIFICIOS ALTOS, (PLACENCIA, 2014)

A continuación se presentan algunas técnicas de reforzamiento estructural para edificios altos, y aunque existen muchas más de las aquí expuestas se escogieron estas porque se debe tomar en cuenta las necesidades específicas que tenga la estructura.

- ✚ Refuerzo en la cimentación.
- ✚ Enchapado de paredes.
- ✚ Diagonales rigidizadoras.
- ✚ Amortiguadores sísmicos.
- ✚ Construcción de muros estructurales.
- ✚ Refuerzo de columnas, incrementando su sección y cuantía de acero.

FIGURA 2. 5 REFUERZO EN LA CIMENTACIÓN.



FUENTE: <http://blog.precioexperto.com/2012/02/25/patologia-por-grietas-y-fisuras-debidas-a-problemas-del-terreno-y-cimentacion-inyeccion-de-resina-combinada-con-micropilotes-una-solucion-rapida-y-eficaz/>

FIGURA 2. 6 ENCHAPADO DE PAREDES.



FUENTE: "Diagnóstico y propuesta de reforzamientos estructurales de una edificación representativa en el barrio Atucucho, de Quito"./ Elaborado por: Aguilar Gerardo y Lumbi Edgar.

FIGURA 2. 7 DIAGONALES RIGIDIZADORAS.



FUENTE: Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud (PAHO-OPS, 1999, 136 p.) Capítulo 2 – Vulnerabilidad estructural.

FIGURA 2. 8 AMORTIGUADORES SÍSMICOS.



FUENTE: <http://cdvperu.com/disipadores-taylor/>

FIGURA 2. 9 CONSTRUCCIÓN DE MUROS ESTRUCTURALES.



FUENTE: <http://www.arqhys.com/construccion/pantalla-muro.html>

FIGURA 2. 10 REFUERZO DE COLUMNAS, INCREMENTANDO SU SECCIÓN Y CUANTÍA DE ACERO.



FUENTE: "Diseño del reforzamiento estructural de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en el sector de quitumbe, quito, pichincha. / Elaborado por: Borja Felipe y Torres María.

2.4 SINTOMAS DE LOS PROBLEMAS ESTRUCTURALES

En el campo estructural los síntomas tienen la misma connotación que en el campo medicinal, debido a que son manifestaciones físicas que se presentan en el cuerpo (edificación), es decir, son marcas o huellas que se pueden detectar por simple inspección, y podrían estar anunciando un problema (Vaca, 2015).

Cabe recalcar que los síntomas no son los problemas estructurales, ya que se tiende mucho a confundir ambos términos. Los síntomas inducen a encontrar el problema, pero a veces incluso los mismos síntomas no se presentan a causa de problemas estructurales.

Los problemas estructurales también pueden estar presentes sin que se presentes síntomas. Por ello en el caso de apariciones de síntomas se deben realizar pruebas y análisis tanto en los materiales como en los elementos de la estructura.

Ejemplos de estos síntomas físicos pueden ser fisuras o grietas en vigas, columnas, losas y mamposterías, también desprendimientos en los revestimientos e inclinaciones en la estructura son algunos de síntomas detectables por simple observación y que llevan de una u otra manera a definir el o los problemas estructurales.

2.5 ESTABLECIMIENTO DE PROBLEMAS ESTRUCTURALES

Los problemas estructurales son todos los inconvenientes que impiden que toda la estructura tenga un correcto funcionamiento ante su mayor evento adverso el sismo, y estos problemas tienen principal incidencia en no permitirle a la edificación tener un comportamiento sismo resistente.

Para los establecimientos de problemas estructurales de cualquier edificación se pueden empezar por hacer una visita a la estructura y así poder observar los posibles síntomas físicos que presente. Si no existen síntomas a simple vista de

detectar que nos puedan dar una pequeña idea de los problemas, se deben realizar pruebas y análisis a todos los elementos estructurales que conforman al edificio como vigas, columnas, losas, muros, diafragmas, mampostería reforzada etc.

Con estos podríamos identificar con mayor precisión los problemas existentes y así definir un diagnóstico de la estructura. Este diagnóstico permitirá escoger los reforzamientos más adecuados para darle el comportamiento sísmico resistente al edificio.

Entre algunos ejemplos de problemas estructurales comunes se tiene a la conexión viga – columna, que en estructuras aporticadas deben formarse las rotulas plásticas para un adecuado comportamiento y no pueden poseer deficiencias pues causarían daños irreparables debido a que en estos puntos se producen grandes concentraciones de esfuerzos.

En el caso de losas planas el punzonamiento es un problema estructural grave, y en la situación que se tenga estructura de pórticos con diafragmas, si el diafragma no absorbe al menos el 80% del corte basal sería otro problema estructural considerable (Placencia, 2015).

2.6 CAUSAS DE LOS PROBLEMAS ESTRUCTURALES

Las causas de los problemas estructurales y sus síntomas físicos empiezan a partir de todas las cosas que se asumen sin criterio alguno en el diseño de cualquier estructura civil.

Un ejemplo típico son los asentamientos diferenciales que se producen en el suelo a causa de no realizar el respectivo estudio del terreno donde se piensa levantar a la estructura, y es precisamente por no trabajar con las características reales del mismo que se diseña una estructura muy pesada para la capacidad del suelo y comienzan a aparecer las fisuras (síntomas) en las mamposterías.

Con estos tres últimos subcapítulos expuestos se espera dejar en claro el significado real de cada uno de ellos, y no confundir los síntomas con los problemas estructurales, ya que los síntomas son los que nos ayudan a determinar los problemas que existen y mediante la determinación de los problemas estructurales se encuentran las causas que los ocasionó.

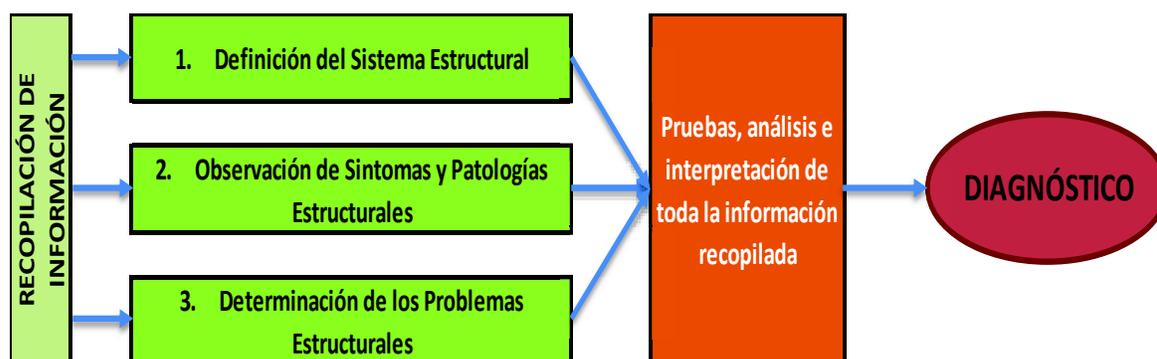
2.7 DIAGNÓSTICO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

Al contar con todos los requerimientos previos, es decir, el sistema estructural definido, observado todos los síntomas y haber analizado la estructura para establecer los problemas estructurales, se pasa a realizar el diagnóstico de la vulnerabilidad sísmica de la edificación.

Un diagnóstico se trata de una investigación profunda y sistemática para poder tener un claro panorama del estado actual de la estructura.

De este diagnóstico se determina el grado de vulnerabilidad de una edificación para poder escoger las soluciones de reforzamiento más efectivas para terminar con sus problemas, brindarle seguridad y un comportamiento sismo resistente.

FIGURA 2. 11 METODOLOGÍA PARA OBTENER EL DIAGNÓSTICO DE UNA ESTRUCTURA.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

CAPÍTULO 3

ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto pretende dar un claro ejemplo de la forma adecuada que se debe seguir cuando se requiere proporcionar un reforzamiento estructural apropiado al edificio que lo necesite.

También se busca crear conciencia respecto a la gran importancia que se le debe dar a la sismo resistencia en todas las obras civiles, por la alta peligrosidad sísmica que se tiene en el Ecuador debido a su ubicación geográfica, y que se agrava por el mayor riesgo sísmico que se genera por las construcciones antiguas que tienen pocas consideraciones de diseño con respecto a la sismo resistencia, también al seguir haciendo construcciones informales y sin la respectiva supervisión técnica que debe tener toda obra civil ya sea pública o privada.

El proyecto se lo realiza en la ciudad de Quito, la cual tiene un alto riesgo sísmico por la gran cantidad de fallas geológicas que atraviesan a la ciudad y sobre las cuales están acentuadas gran cantidad de edificaciones de considerable alturas, tamaños y formas tal vez no apropiadas; y que desde el último sismo fuerte registrado en el Ecuador el 16 de abril del presente año en la región costa se han venido manifestando varios movimientos sísmicos con epicentro precisamente en el Distrito Metropolitano de Quito, con magnitudes alrededor de los cuatro y cinco grados en la escala de Richter y que continúan encendiendo las alarmas del pánico y la inseguridad de los habitantes por las dudas que generan gran cantidades de construcciones en la capital de los ecuatorianos.

Por ello se debe prohibir que se den construcciones sin el respectivo cálculo estructural, el cumplimiento de las normativas establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC 2015 y la supervisión de un ingeniero civil o de las autoridades pertinentes y quitar la idea de la mente que estos requisitos encarecen las construcciones y pensar que la seguridad de las vidas no tiene precios y que la memoria frágil de los ecuatorianos no olvide los ya tantos eventos devastadores que han generados todos los sismos ya vividos y así con trabajos o proyectos en conjunto poder reducir significativamente la alta vulnerabilidad que poseen los sistemas constructivos viejos como el del presente estudio y algunos nuevos en todo el país sea por las razones que sean.

Para este proyecto se escogió el edificio administrativo de la Escuela Politécnica Nacional, con la finalidad de diagnosticarla y reforzarla para reducir su grado de vulnerabilidad sísmica. La edificación en cuestión tuvo su inicio de construcción en el año 1972, por lo tanto ya posee 44 años de antigüedad.

Este edificio está conformado por diez pisos, es una estructura es de hormigón armado con un sistema aporticado con losas planas (viga banda) y mampostería no reforzada con ladrillo artesanal, se la construyó con la dirección de un ingeniero civil externo al establecimiento educativo, bajo un diseño arquitectónico y además en la universidad en ese tiempo existía un departamento de construcción y mantenimiento que daba supervisión a la obra, por lo que no se puede considerar a esta edificación como una construcción informal.

Pero por la antigüedad de su construcción si se deben realizar chequeos y verificar los requerimientos mínimos con respecto a las normas de construcción a las que se sujetaron para llevar a cabo la construcción del edificio administrativo que es uno de los más emblemáticos e importantes de toda la universidad, por lo que su estudio de vulnerabilidad ante un evento sísmico es de suma importancia para poder evitar la pérdida de vidas, además de las cuantiosas pérdidas económicas.

La ubicación del edificio de administración se encuentra en el campus “José Rubén Orellana Ricaurte” de la Escuela Politécnica Nacional, de la ciudad de Quito, el cual se encuentra establecido en el norte de la ciudad, entre las calles Ladrón de Guevara E11 – 253 y Toledo, diagonal al muy conocido coliseo Rumiñahui.

FIGURA 3. 1 UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO.



FUENTE: Google Earth
ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 2 FOTOGRAFÍA DE LA FACHADA FRONTAL.



ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

FIGURA 3.3 FOTOGRAFÍA DE LA FACHADA POSTERIOR.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

3.1.1 PLANOS ARQUITECTÓNICOS

La distribución arquitectónica ha cambiado en el edificio a lo largo de sus años, pero actualmente se tiene la siguiente distribución:

- **Subsuelo (N. +1.01)**

El subsuelo posee un área de (1.219,40) m², y consta de las oficinas de la Dirección de Gestión de la Información y Procesos, de laboratorios y aulas audiovisuales, el club de Periodismo, baños y ascensores.

- **Planta Baja (N. +5.09)**

La planta baja posee un área de (1.398,66) m², donde se encuentra la Biblioteca General de la universidad, el Hemiciclo Politécnico (auditorio), baños y ascensores.

- **Primera Planta (N. +9.17)**

El primer piso tiene un área de (1.167,73) m², donde están instalados el Rectorado, el Vicerrectorado de Docencia, el Vicerrectorado de Investigación y Proyección Social, el Consejo Politécnico (auditorio), las oficinas de tesorería y secretaria general, baños y ascensores.

- **Segunda Planta (N. +13.25)**

La segunda planta con un área de (470) m², consta con oficinas de la Dirección Financiera, oficinas de Asesoría Jurídica, baños y ascensores.

- **Tercera Planta (N. +16.65)**

La tercera planta posee un área de (398,40) m², donde se encuentran las oficinas de la Dirección de Talento Humano, oficinas de Dirección de Relaciones Institucionales, baños y ascensores.

- **Cuarta Planta (N. +20.05)**

La cuarta planta posee un área de (398,40) m², posee las oficinas de la Dirección de Planificación, oficinas del Departamento de Ciencias Sociales, baños y ascensores.

- **Quinta Planta (N. +23.45)**

La quinta planta posee un área de (398,40) m², donde constan las oficinas de Dirección de Talento Humano (archivo y capacitación), oficinas de profesores del Departamento de Matemáticas, baños y ascensores.

- **Sexta Planta (N. +26.85)**

La sexta planta posee un área de (398,40) m², y se encuentran las oficinas de Dirección de Docencia, oficinas de computo, baños y ascensores.

- **Séptima Planta (N. +30.25)**

La séptima planta posee un área de (398,40) m², donde están las Oficinas del Departamento de Matemáticas, baños y ascensores.

- **Octava Planta (N. +33.65)**

La octava planta posee un área de (398,40) m², se encuentra la Asociación de Estudiantes de la Carrera de Matemáticas, el Club de Andinismo, las Oficinas de Profesores del Departamento de Matemáticas, además las Oficinas del Departamento de Fiscalización de Construcciones, baños y ascensores.

- **Terraza (N. +37.05)**

La terraza posee un área de (398,40) m², donde se encuentra un cuarto de máquinas.

Los planos arquitectónicos, donde se puede observar la distribución arquitectónica y funcional en las losas, constan en el Anexo No. 1.

3.1.2 PLANOS ESTRUCTURALES

Para la obtención de los planos estructurales del edificio se realizó una solicitud al Ing. Iván Muñoz, Director de Planificación de la Escuela Politécnica Nacional, para que el departamento de planificación ubicado en el octavo piso del mismo edificio en estudio facilitara la obtención de los planos estructurales que felizmente aún se encuentran en su estado físico.

Son bastante planos estructurales que tiene el edificio por las varias plantas que posee la edificación, por ello se detallarán los más representativos como: cimentación, columnas, vigas, losas, armados de los hierros, etc, que se encuentran en el Anexo No. 2.

3.1.3 ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO

El esfuerzo admisible del suelo es indispensable conocer para realizar un buen análisis estructural y establecer el diagnóstico actual de la edificación, por ello en una conversación con el Ing. Ulises Posso del Departamento de Planificación de la E.P.N., me supo manifestar que en unos estudios realizados anteriormente el esfuerzo admisible del suelo sobre el que se asienta la edificación en estudio está alrededor de 30 T/m², dato por lo tanto que será utilizado en los cálculos necesarios a realizarse en este trabajo.

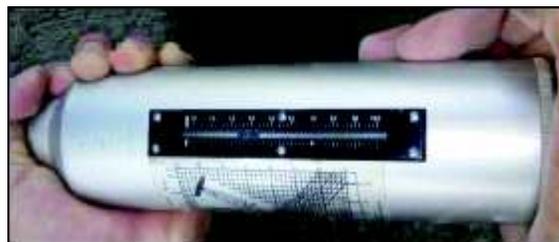
3.1.4 DESCRIPCIÓN DE MATERIALES

3.1.4.1 Hormigón

El edificio administrativo de la EPN, en su totalidad es construido de hormigón, es decir, la cimentación, columnas, vigas, losas, muros y escaleras son de hormigón. Según los planos la resistencia del hormigón utilizado en la construcción fue de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, pero con el pasar de todos los años a la actualidad esa resistencia debió haber aumentado considerablemente, por ello se realiza la prueba del esclerómetro, para poder tener un valor aproximado de la resistencia actual del hormigón del edificio en estudio.

La prueba del esclerómetro, es una prueba mecánica no destructiva de la resistencia del hormigón, que se basa en el índice de rebote "R", que es una unidad adimensional, la cual relaciona la dureza superficial del hormigón con su resistencia de modo experimental, (compresión de cilindros).

FIGURA 3. 4 FOTOGRAFÍA DEL ENSAYO ESCLEROMÉTRICO.



ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

A continuación se muestran los datos tomados en algunas columnas de la edificación y la resistencia promedio obtenida.

TABLA 3.1 REGISTRO DE DATOS, REBOTE Y RESISTENCIA CALCULADA.

RESUMEN DE RESULTADOS						
No.	DESCRIPCIÓN	N° REBOTES	DIRECCIÓN IMPACTO (°)	REBOTE PROMEDIO	RESISTENCIA CILINDRICA (kg/cm ²)	DISPERSIÓN DE VALORES (kg/cm ²)
1	COLUMNA G13, SUBSUELO1	10	0,00	47	462	67,62
2	COLUMNA F13, SUBSUELO 1	10	0,00	39	334	62,59
3	COLUMNA F'16, SUBSUELO 1	10	0,00	44	412	66,39
4	COLUMNA F22, SUBSUELO 1	10	0,00	45	428	66,80
5	COLUMNA G22, SUBSUELO 1	10	0,00	44	412	66,39
6	COLUMNA F'19, SUBSUELO 1	10	0,00	34	261	58,92
7	MURO ASCENSORS, SUBSUELO 1	10	0,00	43	396	65,70
PROMEDIO (kg/cm ²)		386,43				

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Se debe tener en cuenta como ya se lo mencionó, la edificación se construyó hace 44 años, entonces a la fecha el material ha ido adquiriendo resistencia, por lo tanto la resistencia obtenida con estos ensayos no es el $f'c$ original del hormigón, por lo que es más fiable optar por $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

Las propiedades mecánicas que se tendrán en cuenta del hormigón armado serán las siguientes:

- ❖ Peso Específico: $\gamma_{ha} = 2,4 \text{ T/m}^3$
- ❖ Resistencia a la compresión: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- ❖ Módulo de Elasticidad: $E_c = 12500 \cdot \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$
- ❖ Módulo de Corte: $G = \frac{E}{2(1+\mu)} \text{ kg/cm}^2$
- ❖ Módulo de Poisson: $\mu = 0,2$

3.1.4.2 Mampostería.

Las mamposterías (paredes) de este edificio están conformadas por ladrillos de $40 \times 20 \times 15$ (bxhxa). Estos son ladrillos huecos con la finalidad de reducir material y peso, pero tienen menor resistencia, son más bastos y rugosos. Se utilizan en paredes divisorias y tabiques, y después se enyesan o estucan.

FIGURA 3. 5 LADRILLO HUECO ORDINARIO CON 12 PERFORACIONES.



FUENTE: https://es.wikipedia.org/wiki/Ladrillo_hueco

FIGURA 3. 6 FOTOGRAFÍA DE LADRILLOS UTILIZADOS EN EL EDIFICIO.



ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

Por lo tanto sus propiedades mecánicas recomendadas son las siguientes:

- ❖ Peso Específico: $\gamma_h = 0.65 \text{ T/m}^3$
- ❖ Resistencia nominal a la compresión: $f'_m = 25 \text{ kg/cm}^2$
- ❖ Módulo de Elasticidad: $E_m = 400 * f'_m = 10.000 \text{ kg/cm}^2$

Se recuerda que estos ladrillos por lo general no se comercializan con las medidas establecidas, sino que tienen variaciones de +/- un centímetro aproximadamente.

3.1.4.3 Acero.

Para el acero de refuerzo se le admitirá un valor de esfuerzo de fluencia igual a $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

3.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO

3.2.1 DEFINICIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

La definición estructural de esta edificación ya ha sido mencionada con anterioridad, se trata de un sistema aporticado con losas planas, formado por columnas y vigas banda, las cuales tienen la misma altura que la losa por lo que este edificio no posee conexiones viga-columna, ya que la losa se asienta directamente sobre las columnas.

En este sistema estructural que posee el edificio la transmisión de momentos entre la losa y las columnas se da en un 60% por flexión y un 40% por corte excéntrico (Placencia, 1999).

Las mamposterías de la edificación no se tomarán en cuenta para el análisis estructural puesto que no cumplen ninguna función estructural al ser paredes que solo transmiten la carga de su propio peso y no resisten ninguna otra carga, y además que su única finalidad es la división arquitectónica del edificio.

3.2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

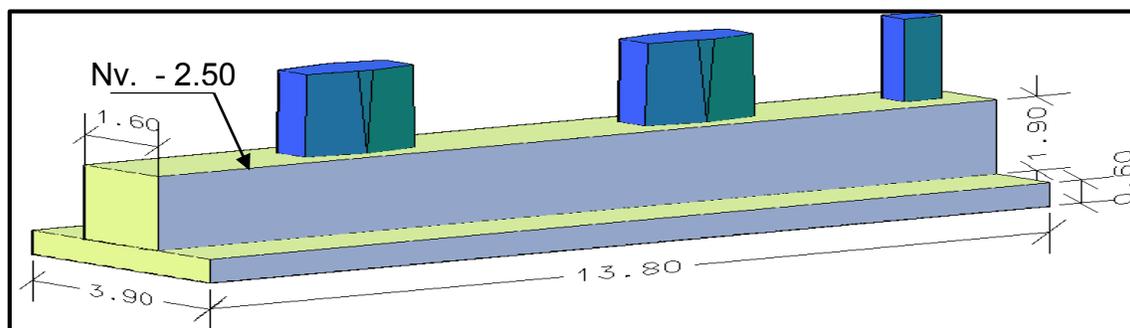
3.2.2.1 Cimentación

La cimentación del edificio Administrativo de la EPN, es un tanto compleja por las varias vigas de cimentación que posee, como también zapatas de cimentación combinadas y unas cuantas aisladas.

✓ Vigas de Cimentación Internas:

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 3.90 x 13.80 x 0.60m (Loseta – b x h x e) ; 1.60 x 13.80 x 1.90m (Viga – b x h x e)
- Nivel: Nv. -2.50 (desde el nivel Nv. +1.01, contrapiso)
- Observaciones: Existen 2 vigas de cimentación de este tipo.

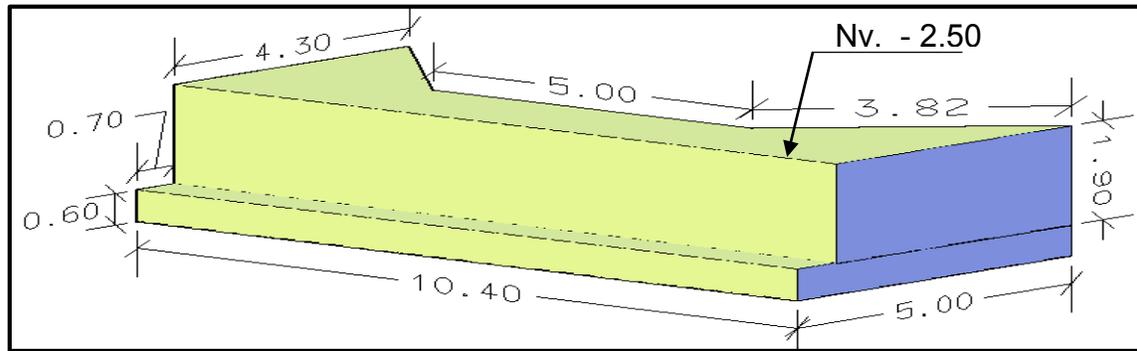
FIGURA 3. 7 VIGAS DE CIMENTACIÓN INTERIORES.



ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

✓ Viga de Cimentación de unión de las internas:

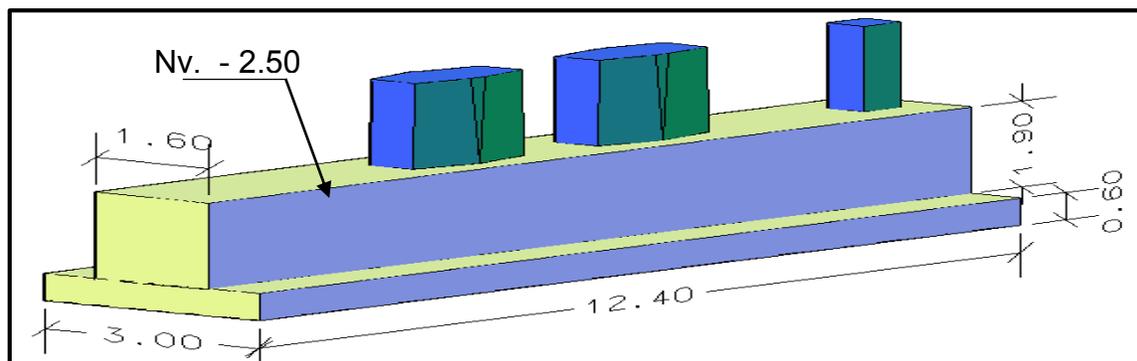
- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 5.00 x 10.40 x 0.60m (Loseta - b x h x e) ; 4.30 x 10.40 x 1.90m (b x h x e) - menos forma trapezoidal 10.40 x 5.00 x 2.70 x 1.90m (bma x bme x h x e) (Viga).
- Nivel: Nv. -2.50 (desde el nivel +1.01, contrapiso)
- Observaciones: Existen 1 viga de cimentación de este tipo de forma irregular.

FIGURA 3.8 VIGA DE CIMENTACIÓN DE UNIÓN.

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

✓ **Vigas de Cimentación Externas:**

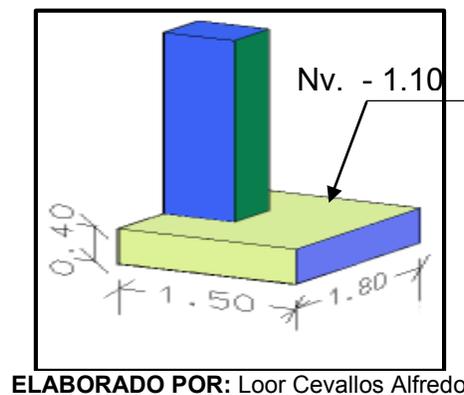
- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 3.00 x 12.40 x 0.60m (Loseta – b x h x e) – 1.60 x 12.40 x 1.90m (Viga – b x h x e)
- Nivel: Nv. -2.50 (desde el nivel Nv. +1.01, contrapiso)
- Observaciones: Hay 2 vigas de cimentación exteriores pero una no posee la columna rectangular posterior como se muestra la figura.

FIGURA 3.9 VIGAS DE CIMENTACIÓN EXTERIORES.

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

✓ **Zapatas aislada de columna:**

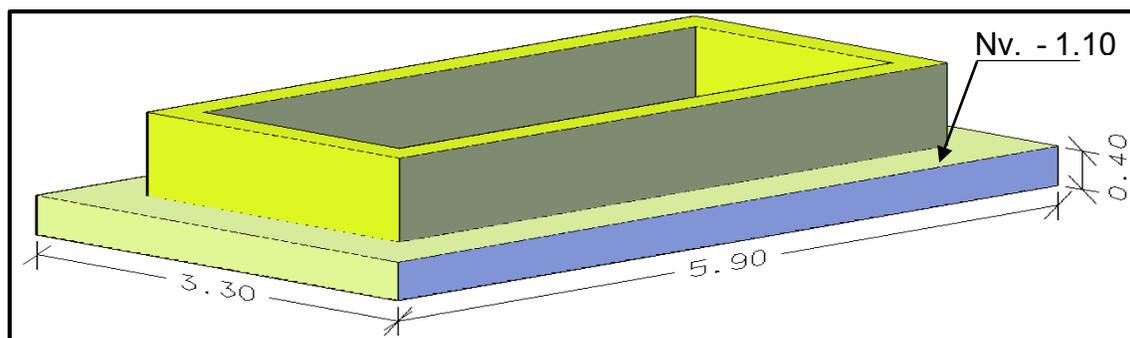
- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 1.80 x 1.50 x 0.40m (b x h x e)
- Nivel: Nv. -1.10 (desde el nivel +1.01, contrapiso)
- Observaciones: Existen 3 zapatas aisladas externas de columna.

FIGURA 3. 10 ZAPATAS AISLADAS EXTERNAS DE COLUMNA.

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

✓ **Loseta de cimentación del muro de ascensor:**

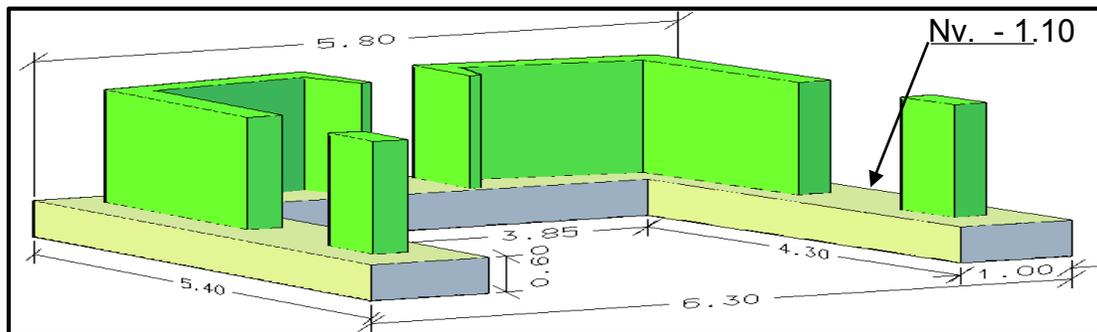
- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 3.30 x 5.90 x 0.40m (Loseta - b x h x e) – Muro espesor 0.25 m.
- Nivel: Nv. -1.10 (desde el nivel +1.01, contrapiso)
- Observaciones: 1 sola loseta de cimentación.

FIGURA 3. 11 LOSETA DE CIMENTACIÓN DEL MURO DE ASCENSOR.

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

✓ **Zapata aislada de muro de escaleras:**

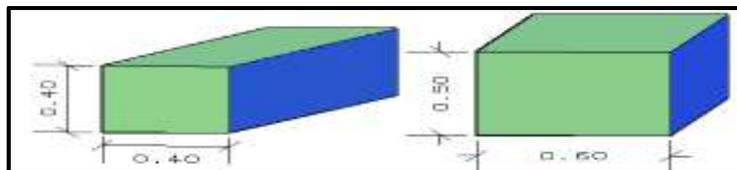
- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: Indicadas en la figura 3.7 – Muro espesor variable, para el modelo asumido un promedio de 0.15 m.
- Nivel: Nv. -1.10 (desde el nivel +1.01)
- Observaciones: Zapata en forma de C variable.

FIGURA 3. 12 ZAPATA AISLADA DE MURO DE ESCALERAS.

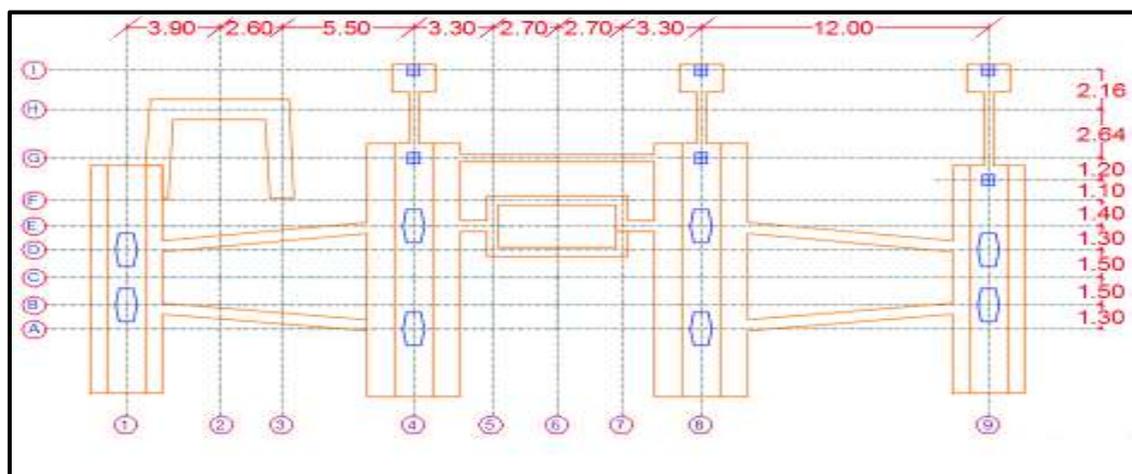
ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

✓ **Cadenas Edificio:**

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 0.60x0.50 x Lm (b x h x l) ; 0.40x0.40 x Lm (b x h x l)
- Observaciones: Existen 4 cadenas de 0.60 x 0.50 x L y 5 cadenas de 0.40 x 0.40 x L.

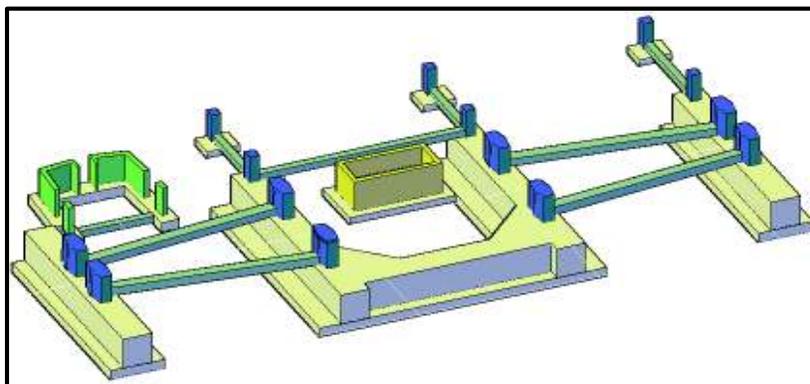
FIGURA 3. 13 CADENAS EDIFICIO.

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

✓ **Planta de Cimentación:****FIGURA 3. 14** GRILLA DE LA PLANTA DE CIMENTACIÓN.

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 15 PLANTA DE CIMENTACIÓN EN SÓLIDOS EN 3D.



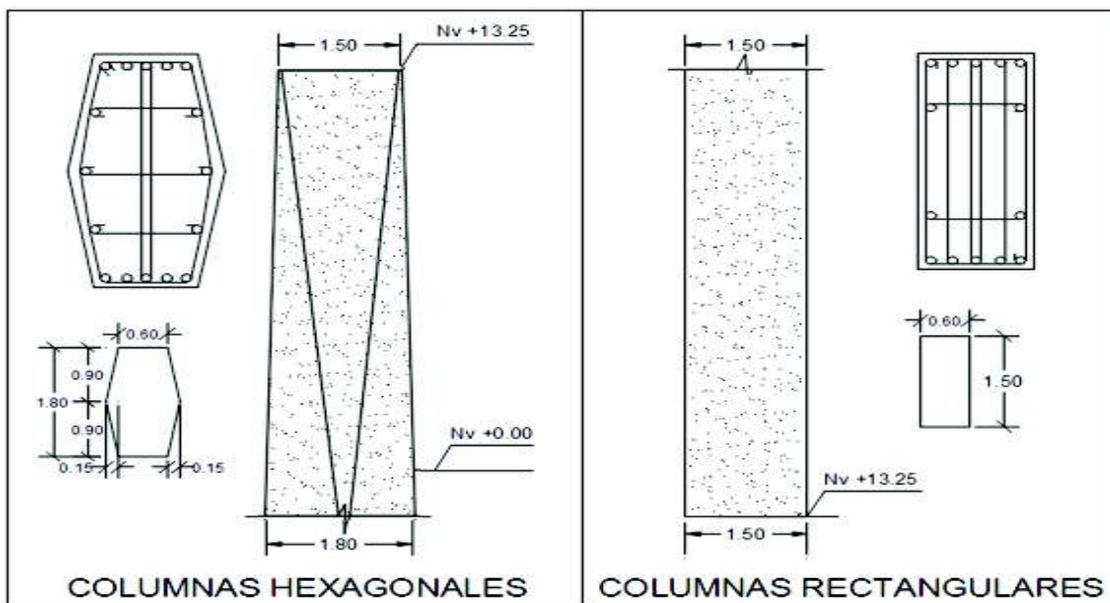
ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

3.2.2.2 Columnas

✓ Columnas de Torre del Edificio:

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 1.80 x 0.90 x Lm (b x h x l) (forma hexagonal regular)
– 1.50 x 0.60 x Lm (b x h x l)
- Nivel: Variable
- Observaciones: Existen 8 columnas de sección hexagonal (las cuales nacen de la cimentación y llegan hasta el nivel +13.25); y 8 columnas de sección 1.50 x 0.60 (que empiezan desde el nivel +13.25 y llegan hasta la terraza y tapa gradas del edificio respectivamente).

FIGURA 3. 16 TIPOS DE COLUMNA DE LA TORRE.

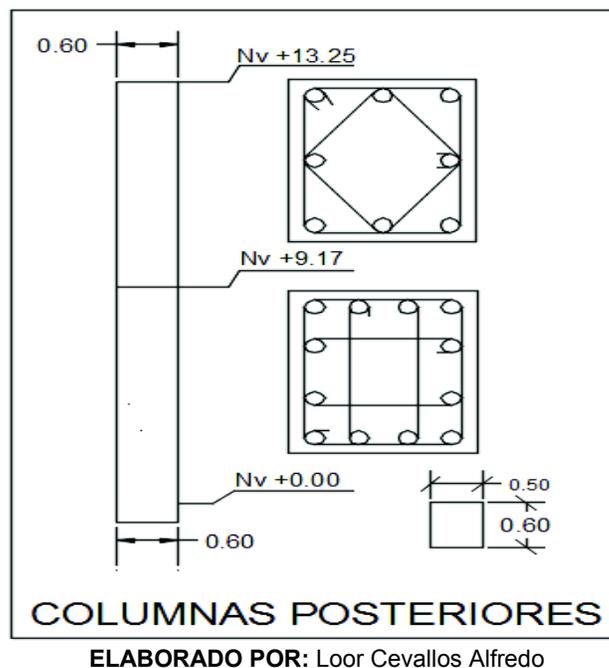


ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

✓ **Columnas posteriores de Torre del Edificio:**

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 0.60 x 0.50 x Lm (b x h x l)
- Nivel: Variable
- Observaciones: Estas columnas nacen de las zapatas aisladas de la cimentación y llegan hasta el nivel +13.25, poseen dos tipos de armado a lo largo de sus longitudes, uno entre los niveles -1.10 y +9.17 y el otro tipo de armado a partir de este último nivel hasta el +13.25 donde mueren éstas columnas.

FIGURA 3. 17 COLUMNAS POSTERIORES A LA TORRE DEL EDIFICIO.

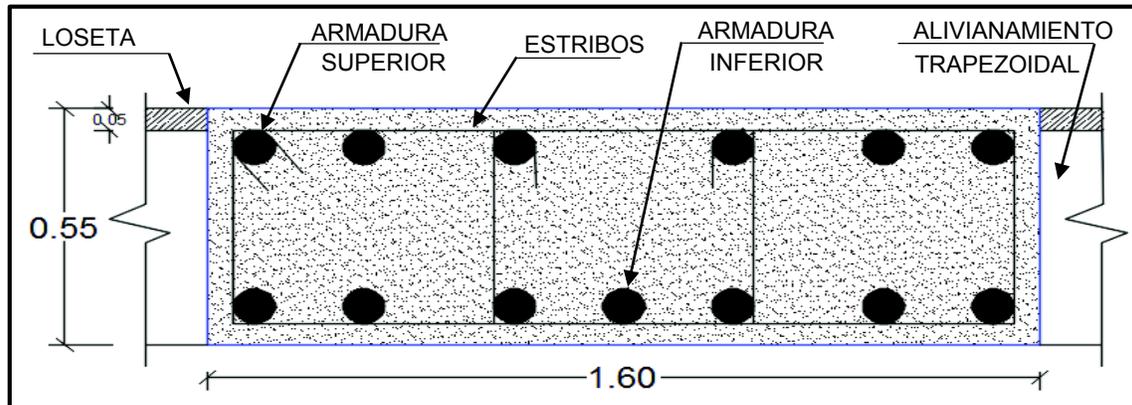


3.2.2.3 Viga banda y losa

✓ **Viga banda:**

- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: 1.60 x 0.55 x Lm
- Nivel: variable

FIGURA 3. 18 VIGA BANDA TIPO.

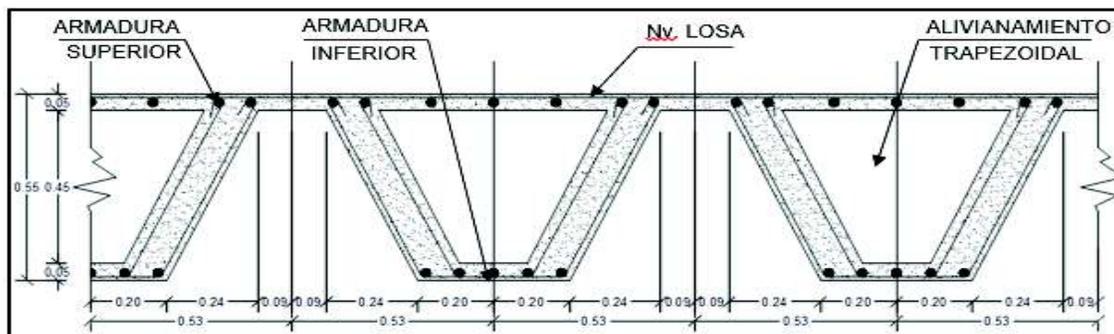


ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

✓ Losa:

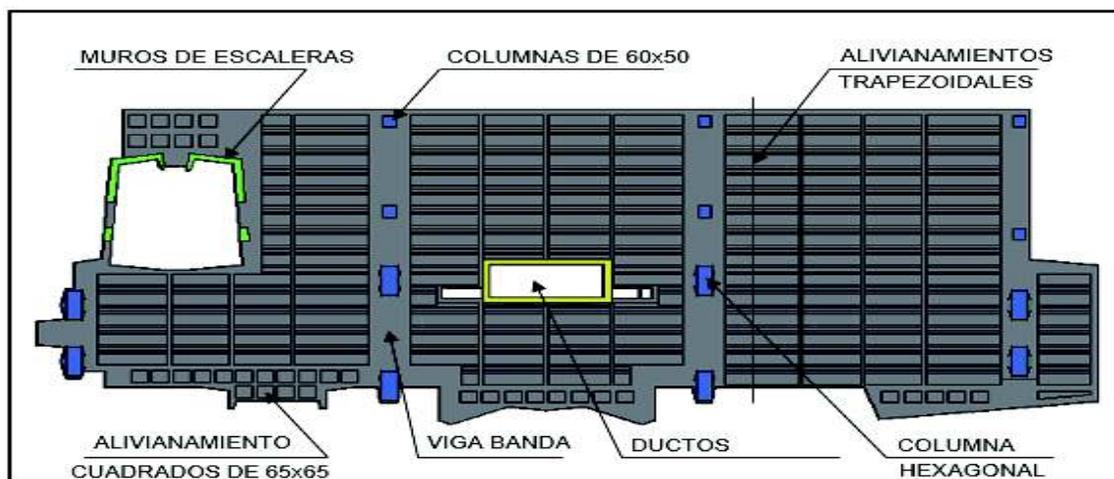
- Material: Hormigón armado
- Dimensiones: $b \times h \times 0.55\text{m}$ ($b \times h \times e$)

FIGURA 3. 19 CORTE TRANSVERSAL DE ELEMENTO TIPICO DE LOSA.

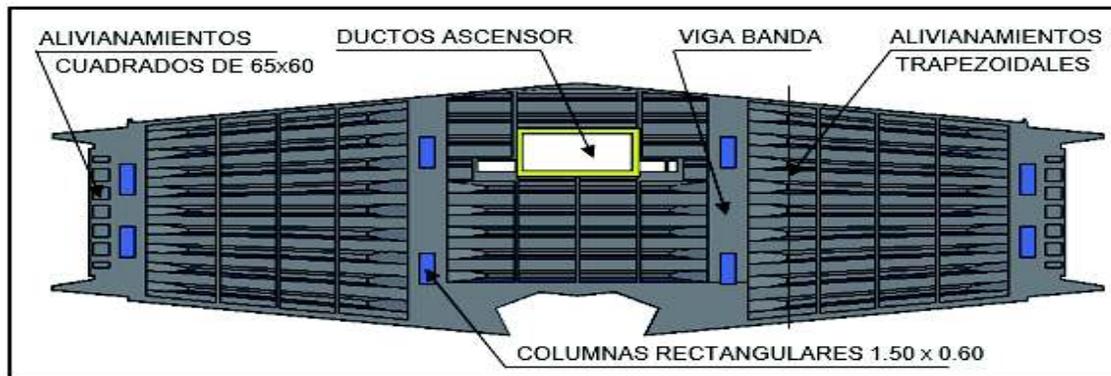


ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 20 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LOSAS PRINCIPALES.



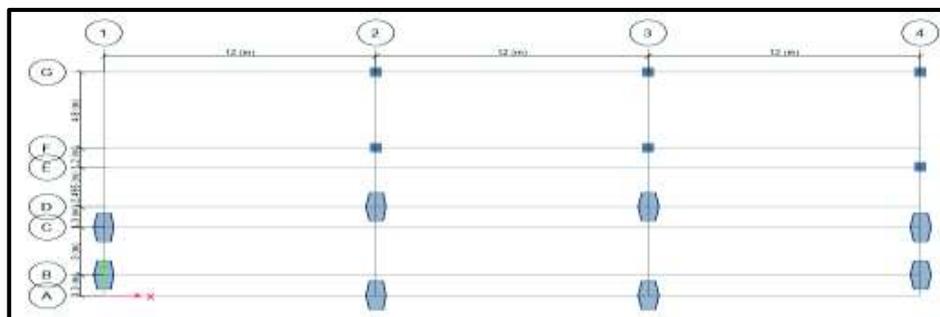
ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 21 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA LOSA TIPO.

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

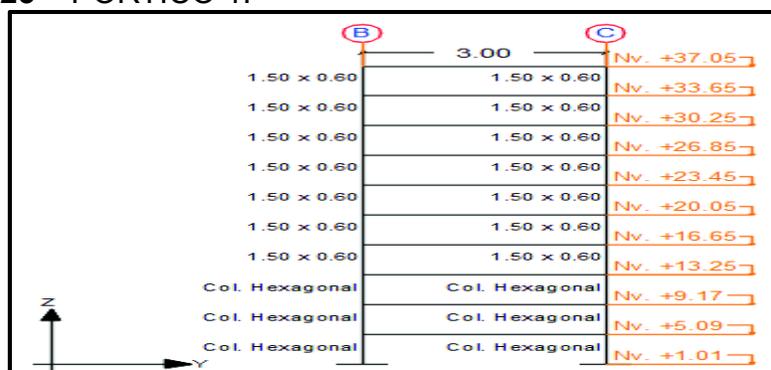
3.2.3 DESCRIPCIÓN DE EJES

La edificación está conformada por 4 ejes principales en el sentido "X" y 7 ejes principales en el sentido "Y". Se muestran los ejes tanto en planta como en elevación en ambos sentidos.

FIGURA 3. 22 EJES EN PLANTA.

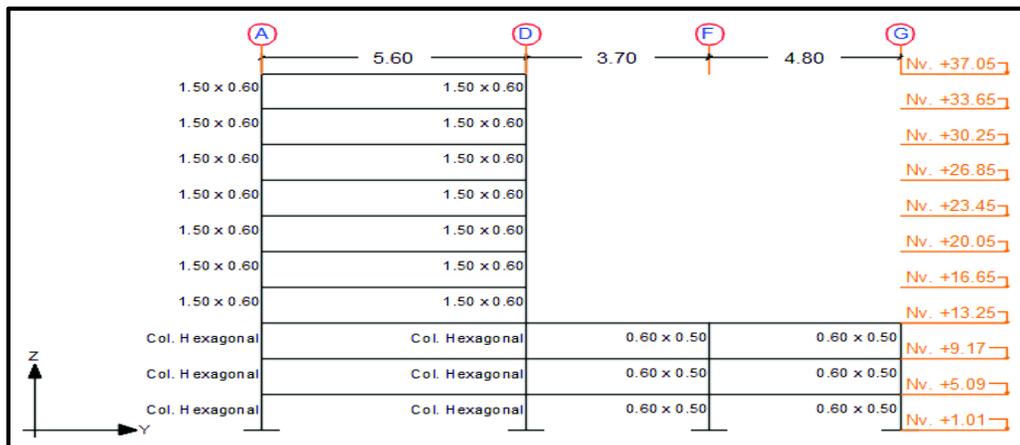
ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

3.2.3.1 Ejes en sentido "X", en elevación

FIGURA 3. 23 PÓRTICO 1.

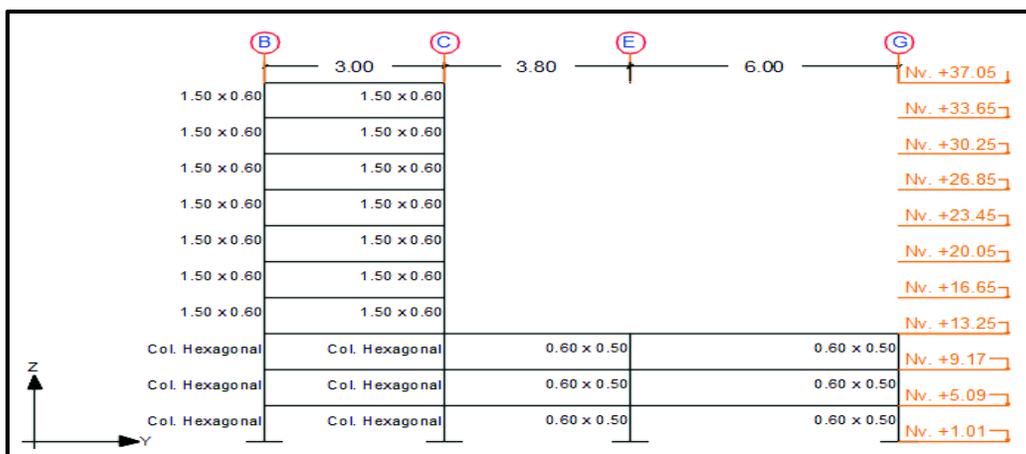
ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 24 PÓRTICO 2,3.



ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

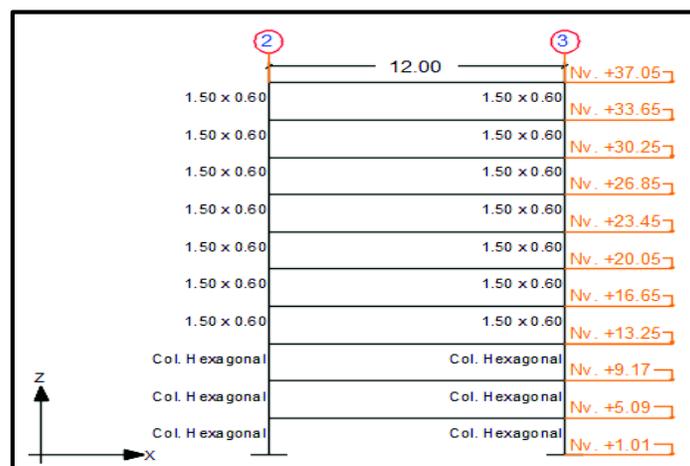
FIGURA 3. 25 PÓRTICO 4.



ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

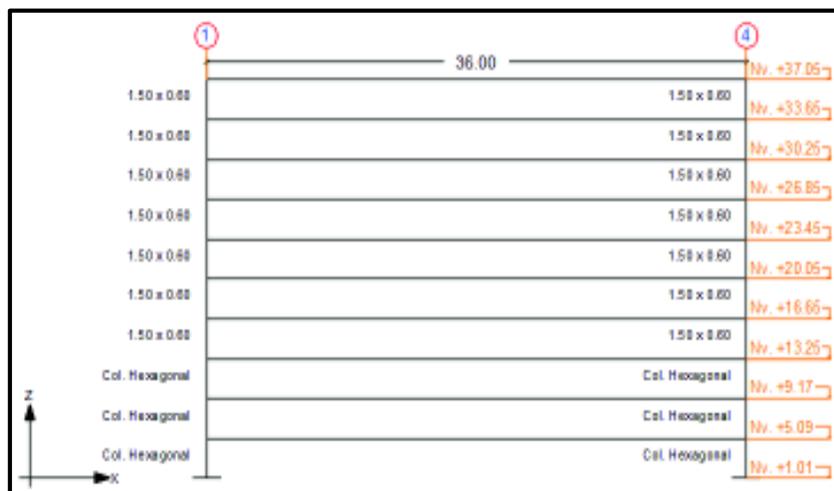
3.2.3.2 Ejes en sentido "Y", en elevación

FIGURA 3. 26 PÓRTICO A, D.



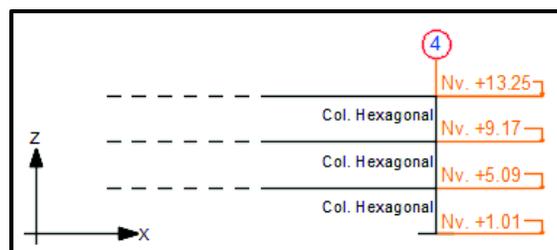
ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 27 PÓRTICO B, C.



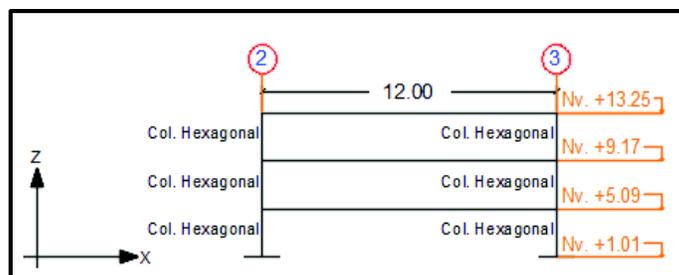
ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 28 PÓRTICO E.



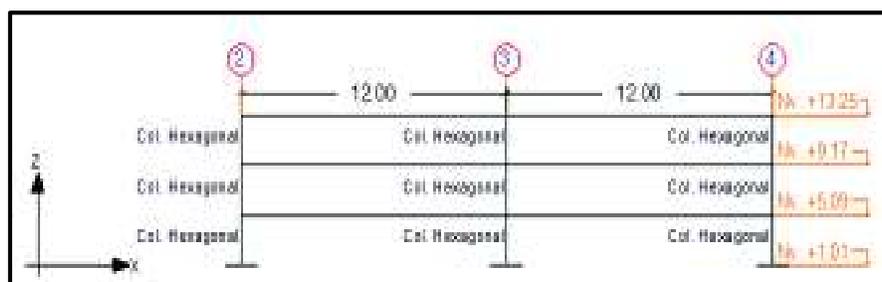
ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 29 PÓRTICO F.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 30 PÓRTICO G.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

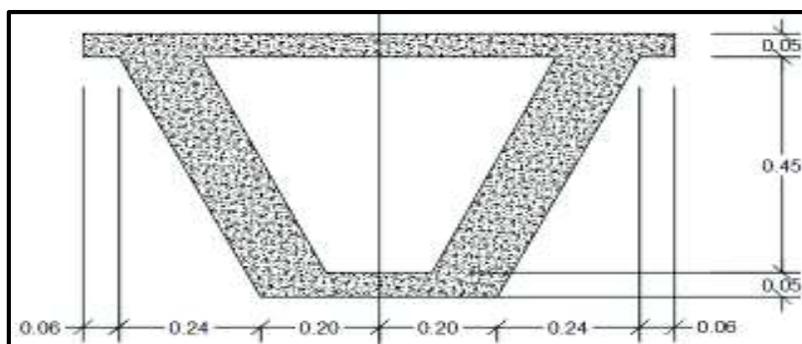
3.2.4 ANÁLISIS DE CARGAS DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

La determinación de todas las cargas actuantes en el edificio es primordial conocerlas para saber los esfuerzos que está soportando la estructura y así realizar el análisis estructural y dar el respectivo diagnóstico.

3.2.4.1 Determinación de carga muerta

Losa.

FIGURA 3. 31 CORTE DE LOSA (1m).



ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

TABLA 3. 2 PESO DE LOSA.

Loseta	$\gamma_{hor} =$	2,40	T/m^3
	Vol =	0,05	m^3
	W lst =	0,12	T/m^2
Nervios	$\gamma_{hor} =$	2,40	T/m^3
	Vol =	0,12	m^3
	W lst =	0,29	T/m^2
Alivianamientos sin peso			
	W losa/ $m^2 =$	0,41	T/m^2

ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

Viga banda: Existen 4 vigas bandas de diferentes secciones.

- (a) 1.60 x 0.55 (m)
- (b) 1.10 x 0.55 (m)
- (c) 1.00 x 0.55 (m)
- (d) 0.80 x 0.55 (m)

TABLA 3.3 PESO DE VIGAS BANDA.

$\gamma_{hor} =$	2,40	T/m ³
Área tot =	2,48	m ²
Vol tot =	327	m ³
P vigas =	784,81	T
W vigas/m ² =	0,16	T/m ²

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

TABLA 3.4 PESO DE VIGAS BANDA Y LOSAS POR NIVEL.

W losa+vigas/m ² =	0,57	T/m ²
-------------------------------	------	------------------

NIVEL	ÁREA (m ²)	PESO (T)
Nv. +5.09	572,01	325,61
Nv. +9.17	551,44	313,90
Nv. +13.25	627,54	357,22
Nv. + 16.65	391,36	222,78
Nv. +20.05	391,36	222,78
Nv. +23.45	391,36	222,78
Nv. +26.85	391,36	222,78
Nv. +30.25	391,36	222,78
Nv. +33.65	391,36	222,78
Nv. +37.05	391,36	222,78
Tapagradas	157,79	89,82

Total áreas =	4867,50	m ²
P total losas+vigas =	2645,97	T

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

TABLA 3.5 PESO DE COLUMNAS.

$\gamma_{hor} =$	2,40	T/m ³			
Área (hexagonal) =	1,35	m ²			
Área (150x60) =	0,90	m ²			
Área (50x60) =	0,30	m ²	Vol tot =	341,06	m ³
Long. (hexagonal) =	12,24	m	P col =	818,55	T
Long. (150x60) =	23,80	m	W col/m ² =	0,17	T/m ²
Long. (50x60) =	12,24	m			
Vol (hexagonal) =	132,19	m ³			
Vol (150x60) =	186,84	m ³			
Vol (50x60) =	22,03	m ³			

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Mampostería: La mampostería de este edificio solo cumple el papel de divisiones de ambientes y oficinas de trabajos, por lo tanto no le brinda rigidez a la estructura. La mampostería es de ladrillos artesanales huecos de 10, 15 y 20 cm distribuidos en todas las losas.

TABLA 3. 6 PESO DE MAMPOSTERIAS.

$\gamma_{ma} (10)^{[20]} =$	0,74	T/m ³
$\gamma_{ma} (15)^{[20]} =$	0,63	T/m ³
$\gamma_{ma} (20)^{[20]} =$	0,58	T/m ³

NIVEL	ÁREA (m ²)	VOLUMEN (m ³)	PESO (T)	Wp (T/m ²)
Nv. +5.09	572,01	50,60	30,08	0,05
Nv. +9.17	551,44	75,40	44,05	0,08
Nv. +13.25	627,54	82,62	52,36	0,08
Nv. + 16.65	391,36	88,77	42,46	0,11
Nv. +20.05	391,36	64,29	56,66	0,14
Nv. +23.45	391,36	64,29	42,46	0,11
Nv. +26.85	391,36	64,29	42,46	0,11
Nv. +30.25	391,36	64,29	42,46	0,11
Nv. +33.65	391,36	64,29	42,46	0,11
Nv. +37.05	391,36	79,50	46,11	0,12
Tapagradas	157,79	0,00	0,00	0,00

W total mamp/m ² =	1,02	T/m ²
-------------------------------	------	------------------

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

TABLA 3. 7 PESO DE ENLUCIDO.

$\gamma_{mt}^{[21]} =$	2,20	T/m ³
Nv. +5.09	1156,02	m ²
Nv. +9.17	1351,65	m ²
Nv. +13.25	1622,65	m ²
Nv. + 16.65	1204,23	m ²
Nv. +20.05	1458,82	m ²
Nv. +23.45	1204,23	m ²
Nv. +26.85	1204,23	m ²
Nv. +30.25	1204,23	m ²
Nv. +33.65	1204,23	m ²
Nv. +37.05	1096,84	m ²
Tapagradas	157,79	m ²
Área total =	12864,92	m ²
Espesor ^[22] =	0,02	m
Volumen =	257,30	m ³
P enlucido =	566,06	T
W enluc/m ² =	0,04	T/m ²

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Acabados e instalaciones: El edificio cuenta con un acabado de contrapiso de baldosa de mármol de 3 cm de espesor, y que según la NEC_SE_CG_(cargas_no_sísmicas), por cada cm de espesor de este acabado se considera 0.22 kN/m^2 . Por lo tanto son 0.66 kN/m^2 (0.067 T/m^2). También se considerarán los pesos por instalaciones sanitarias, eléctricas, como cables para luz, teléfono e internet, lámparas, tuberías de agua potable y alcantarillado, y pesos de estantes de libros y archivos de oficina.

TABLA 3. 8 PESO DE ACABADOS E INSTALACIONES.

W ac/inst ^[23] =	0,085	T/m ²
W mármol ^[24] =	0,067	T/m ²
W tot =	0,15	T/m ²
Nv. +5.09	572,01	m ²
Nv. +9.17	551,44	m ²
Nv. +13.25	627,54	m ²
Nv. + 16.65	391,36	m ²
Nv. +20.05	391,36	m ²
Nv. +23.45	391,36	m ²
Nv. +26.85	391,36	m ²
Nv. +30.25	391,36	m ²
Nv. +33.65	391,36	m ²
Nv. +37.05	391,36	m ²
Tapagradas	157,79	m ²
Área total =	4648,30	m ²
P total =	706,54	T

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

TABLA 3. 9 PESO DE ESCALERAS.

γhor =	2,40	T/m ³
Área tot esc. =	6,16	m ²
Área tot desc. =	59	m ²
Vol tot esc. =	11	m ³
Vol tot desc. =	8,85	m ³
Vol total =	19,85	m ³
P total=	47,64	T
W esc/m ² =	0,01	T/m ²

γhor =	2,40	T/m ³
Área tot esc. =	6,62	m ²
Área tot desc. =	16,20	m ²
Vol tot esc. =	11,60	m ³
Vol tot desc. =	5,67	m ³
Vol total =	17,27	m ³
P total=	41,45	T
W esc/m ² =	0,01	T/m ²

W esc/m ² =	0,02	T/m ²
------------------------	------	------------------

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

TABLA 3. 10 PESO DE MUROS.

γ diaf =	2,40	T/m ³
Área muro rect. =	191,10	m ²
Área muro asc. =	482,96	m ²
Vol muro rect. =	28,67	m ³
Vol muro asc. =	120,74	m ³
Volumen total =	149,41	m ³
P total =	358,58	T
W muros/m ² =	0,07	T/m ²

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Carga muerta.

TABLA 3. 11 CARGA MUERTA TOTAL.

W losas+vigas/m ² =	0,57	T/m ²
W col/m ² =	0,17	T/m ²
W paredes/m ² =	1,02	T/m ²
W enlucido/m ² =	0,04	T/m ²
W ac-inst/m ² =	0,15	T/m ²
W escaleras/m ² =	0,02	T/m ²
W muros/m ² =	0,07	T/m ²
Wd tot/m ² =	2,05	T/m ²
Área total =	4480,96	m ²
Peso muerto total =	9185,97	T

TABLA 3. 12 CARGA MUERTA POR LOSA.

Nv. +5.09	1130,41	T
Nv. +9.17	1089,76	T
Nv. +13.25	1240,14	T
Nv. + 16.65	773,41	T
Nv. +20.05	773,41	T
Nv. +23.45	773,41	T
Nv. +26.85	773,41	T
Nv. +30.25	773,41	T
Nv. +33.65	773,41	T
Nv. +37.05	773,41	T
Tapagradas	311,82	T
Peso muerto total =	9185,97	T

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

3.2.4.2 Determinación de carga viva

Para la carga viva se acogerán los valores recomendados por la NEC_SE_CG, NEC 2015. En la cual en su apéndice 4.2 (tabla 9), para edificios de oficinas se tomará el valor de 4.80 kN/m² (0.489 T/m²) para áreas de recepción y corredores del primer piso; 2.40 kN/ m² (0.245 T/m²) para oficinas; 4.00 kn/ m² (0.408 T/m²) para corredores sobre el primer piso y 0.70 kN/m² (0.07 T/m²) para las losas de cubierta, valor que no será reducido por la prevención de caída de ceniza o granizo. Con respecto a las escaleras y rutas de escape la norma señala 4.80 kN/m² (0.489 T/m²) en el mismo apéndice 4.2 de la sección cargas no sísmicas.

TABLA 3. 13 CARGA VIVA.

WL primer piso =	0,489	T/m ²		
WL otros pisos =	0,408	T/m ²		
WL oficinas =	0,245	T/m ²		
WL cubiertas =	0,070	T/m ²		
WL escaleras =	0,489	T/m ²		
PESO				
Área primer piso =	262,14	m ²	128,19	T
Área otros pisos =	802,43	m ²	327,39	T
Área oficinas =	2779,59	m ²	681,00	T
Área losas cubiertas =	628,08	m ²	43,97	T
Área escaleras =	100,40	m ²	49,10	T
WL =			1229,64	T

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

3.2.4.3 Determinación de carga sísmica

Las cargas sísmicas serán fuerzas estáticas laterales calculadas mediante lo expuesto en el capítulo “Peligro Sísmico – Diseño Sismo Resistente”, NEC_SE_DS, NEC 2015, en lo que consta el siguiente procedimiento:

“El cortante basal total de diseño V, a nivel de cargas ultimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la expresión”:

$$V = \frac{I S_a (T_a)}{R \phi_p \phi_e} * W$$

En donde:

- V: Cortante basal de diseño
- Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración
- ϕ_p , ϕ_e : Factores de configuración en planta y en elevación
- I: Coeficiente de importancia
- R: Factor de reducción de resistencia sísmica
- W: carga reactiva (muerta)
- Ta: Periodo de vibración

A continuación, se detallarán los factores requeridos para el cálculo del cortante basal de la estructura, de acuerdo a las condiciones estructurales que presenta el edificio en estudio.

- Factor de aceleración de la zonificación sísmica de diseño (Z):

Zona: V → Z = 0,40. Valor obtenido de la tabla 1, sec.3.1.1

FIGURA 3. 32 VALORES DEL FACTOR Z EN FUNCIÓN DE LA ZONA SÍSMICA ADOPTADA.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

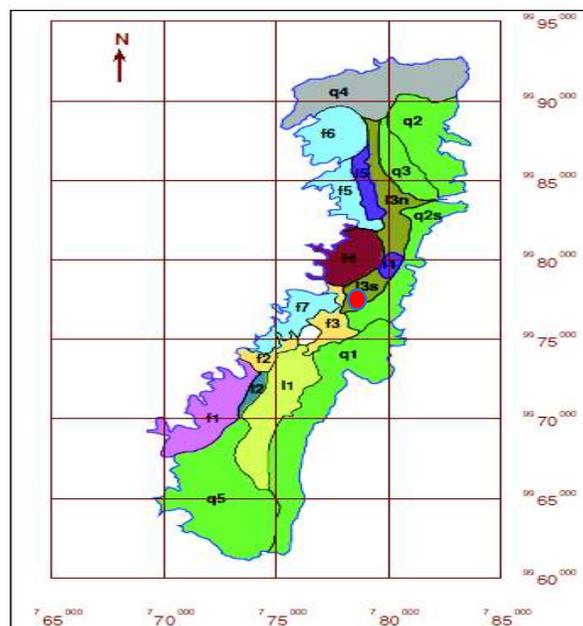
FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015.

- Tipo de suelo:

El edificio está situado en el centro de la ciudad de Quito, sector La Floresta, y según la publicación “MICROZONIFICACIÓN SISMICA DE QUITO” del Dr. Roberto Aguiar, y basado en el trabajo realizado por la EPN *et al.* (1994), en esta zona existe un suelo tipo “I3s”, que posee una velocidad de onda a 25m de

profundidad de $V_{s25} = 308,51$ (m/s), que nos da como resultado un suelo tipo “D” según la clasificación de suelos establecida por la NEC_SE_DS, NEC 2015, en la tabla 2, sec. 3.2.1. Aunque ésta clasificación de la NEC 2015 se basa a una velocidad de onda de corte a 30m de profundidad, por lo que la velocidad sería un poco mayor, pero dentro del rango establecido $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$.

FIGURA 3. 33 TIPOS DE SUELO DE QUITO.



FUENTE: MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO, Primera edición, Dr. Roberto Aguiar F.

FIGURA 3. 34 VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTE A DISTANCIAS PROFUNDAS.

Tabla 2.1 Velocidad de la Onda de Corte a distintas Profundidades.

Zona	V_{s5} [m/s]	V_{s10} [m/s]	V_{s15} [m/s]	V_{s20} [m/s]	V_{s25} [m/s]
F1	302.00	303.11	337.75		
F2	243.00	251.16	279.31	304.23	323.35
F3	194.00	219.65	241.18	264.81	
F4	280.47	329.73			
F5	302.95	345.43			
F6	294.43	318.98	334.54		
F7	295.54				
L1	216.00	255.61	257.75	284.98	310.19
L2	266.19	280.80	292.38	325.27	348.82
L3	216.48	246.13	267.36	288.84	308.51
L4	226.00	261.60	298.02		
L5	230.02	271.00			
Q1	240.00	284.75	302.23	317.17	334.98
Q2n	344.99	344.73			
Q2s	344.99	344.73	366.38	378.26	
Q3	221.22	266.24	303.07		
Q4	313.24				
Q5	302.00	332.96	327.99	329.64	346.04

FUENTE: MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE QUITO, Primera edición, Dr. Roberto Aguiar F.

FIGURA 3. 35 CLASIFICACIÓN DE PERFILES DE SUELO SEGÚN NEC 2015.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_v \geq 100 \text{ kPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de los dos condiciones	$50 > N \geq 35.0$ $100 \text{ kPa} > S_v \geq 50 \text{ kPa}$

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015.

➤ Coeficientes de amplificación de suelo:

Son coeficientes de amplificación del perfil de suelo, son F_a (tabla 3, sec. 3.2.2), F_d (tabla 4, sec. 3.2.2) y F_s (tabla 5, sec. 3.2.2).

FIGURA 3. 36 F_a : COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE SUELO EN LA ZONA DE PERÍODO CORTO.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015.

FIGURA 3. 37 F_d : AMPLIFICACIÓN DE LAS ORDENADAS DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS PARA DISEÑO ROCA.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015.

FIGURA 3. 38 FS: COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS SUELOS.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015.

➤ Factor “r” y “η”:

r: Depende de la ubicación geográfica, es un factor asociado al periodo de retorno para suelo tipo “D”, es = 1.

η: Valor de la relación de amplificación espectral (S_a/Z en roca), que varía dependiendo de la región del Ecuador, para provincias de la sierra, es = 2.48.

Ambos factores se los encuentra en la sec. 3.3.1 de la NEC_SE_DS, NEC 2015.

➤ T_c : Periodo límite de vibración:

Valor en el cual la aceleración espectral S_a empieza a descender, esto está establecido en la sec. 3.3.1 de la NEC_SE_DS, NEC 2015.

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \rightarrow \quad T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = 0.70 \text{ seg}$$

➤ T: Periodo fundamental de vibración de la estructura:

Para calcular este valor se definen los siguientes parámetros, según lo establece el método 1 de la NEC_SE_DS, NEC 2015, en la sec. 6.3.3.

$C_t = 0,055$
 $\alpha = 0,90$
 $h_n = 40,34 \text{ (m)}$

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

$$T = 0.055 * 40.34^{0.90} = 1.53 \text{ seg}$$

El método 2 de la NEC_SE_DS, NEC 2015, en la sec. 6.3.3 dice que el T calculado con este método no debe exceder en un 30% al valor de T calculado con el método 1.

$$T = 1.30 * T_a \quad \rightarrow \quad T = 1.30 * 1.53 = 1.99 \text{ seg}$$

El programa ETABS, versión 16.0.3, calculó un periodo $T = 2,056$ seg, periodo que para estructuras con vigas bandas debe ser considerado solo el 65% del mismo, criterio tomado de las recomendaciones del Msc. Ing. Patricio Placencia.

$$T_{\text{corregidoETABS}} = 2,056 * 0.65 = 1,34 \text{ seg}$$

Finalmente, se decidió trabajar con el periodo corregido por el 65% del periodo calculado por el programa Etabs que se utiliza para edificios con vigas banda, es decir **T = 1,34 seg**, bajo las indicaciones del Msc. Ing. Patricio Placencia.

- Espectro de respuesta elástico de diseño en aceleraciones:

Para el cálculo de este valor nos basamos en lo especificado en la sec. 3.3.1, del capítulo NEC_SE_DS, NEC 2015, en donde el espectro nombrado S_a , se expresa como fracción de la aceleración de la gravedad, para el sismo de diseño.

$$S_a = \eta * Z * F_a ; 0 \leq T \leq T_c \quad \rightarrow \quad S_a = 2.48 * 0.40 * 1.20 = 1.19 (g)$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r ; T > T_c \quad \rightarrow \quad S_a = 2.48 * 0.40 * \left(\frac{0.7}{1.53}\right)^1 = 0.45 (g)$$

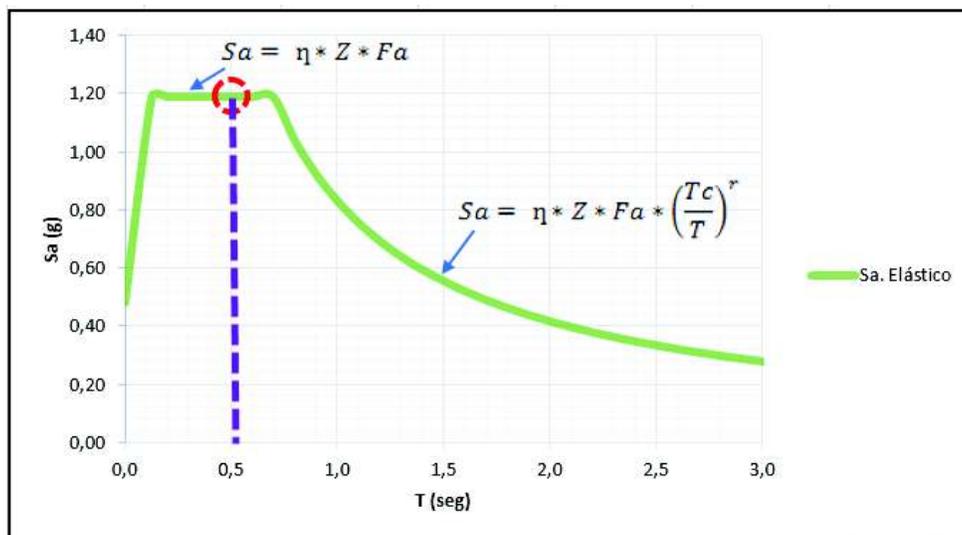
TABLA 3. 14 VALORES DE LA ACELERACIÓN ESPECTRAL ELÁSTICA.

Z	0,40	
F_a	1,20	
F_d	1,19	
F_s	1,28	
r	1,00	
n	2,48	
T_c	0,70	seg
h_n	40,34	m
C_t	0,055	
α	0,90	
T_a	1,53	seg
T_a correg	1,34	seg

ESP. ELASTICO			ESP. ELASTICO		
T (s)	Sa (g)	Sa (m/s ²)	T (s)	Sa (g)	Sa (m/s ²)
0,0	0,48	4,71	2,00	0,42	4,08
0,13	1,19	11,68	2,10	0,40	3,88
0,20	1,19	11,68	2,20	0,38	3,71
0,30	1,19	11,68	2,30	0,36	3,54
0,40	1,19	11,68	2,40	0,35	3,40
0,50	1,19	11,68	2,50	0,33	3,26
0,60	1,19	11,68	2,60	0,32	3,14
0,70	1,19	11,68	2,70	0,31	3,02
0,80	1,04	10,19	2,80	0,30	2,91
0,90	0,92	9,06	2,90	0,29	2,81
1,00	0,83	8,15	3,00	0,28	2,72
1,10	0,76	7,41	3,20	0,26	2,55
1,20	0,69	6,79	3,40	0,24	2,40
1,30	0,64	6,27	3,60	0,23	2,26
1,40	0,59	5,82	3,80	0,22	2,15
1,50	0,55	5,44	4,00	0,21	2,04
1,60	0,52	5,10			
1,70	0,49	4,80			
1,80	0,46	4,53			
1,90	0,44	4,29			
2,00	0,42	4,08			

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 39 GRÁFICO DEL ESPECTRO DE DISEÑO EN ACELERACIONES.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

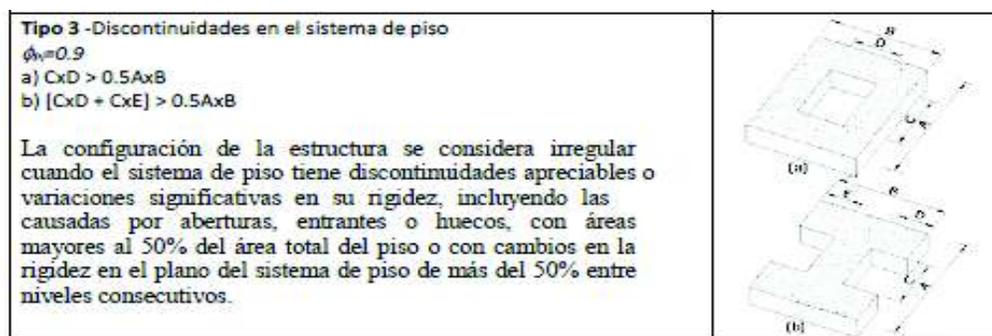
➤ Coeficientes de configuración en planta y elevación:

Estos factores están destinados a penalizar el diseño de estructuras que sean irregulares tanto en planta como en elevación, debido al mal comportamiento que puedan tener ante la ocurrencia de un sismo, según como lo establece NEC_SE_DS, NEC 2015, en la sección 5.2.3, en las tablas 13 y 14 respectivamente.

- Irregularidad en planta (ϕ_p):

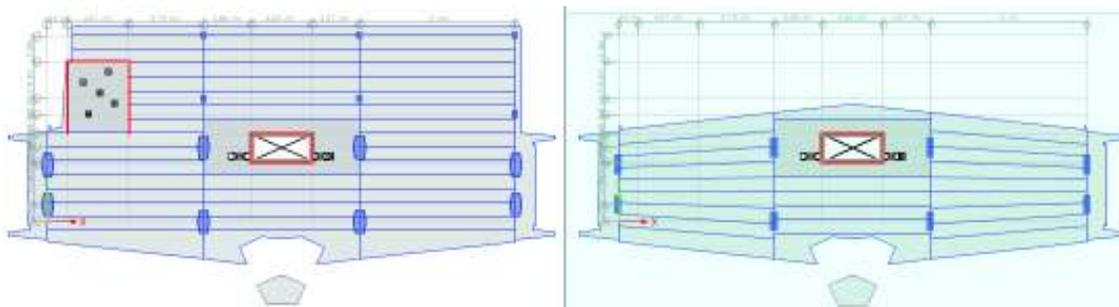
El edificio en estudio es irregular en planta del tipo 3, debido al cambio brusco de rigidez entre las losas consecutivas de los niveles +13.25 y +16.65.

FIGURA 3. 40 DISCONTINUIDADES EN EL SISTEMA DE PISO.



FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015.

FIGURA 3. 41 IRREGULARIDAD EN PLANTA DE LA ESTRUCTURA.



ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

$$A_{+12.25} = 618 \text{ (m}^2\text{)}$$

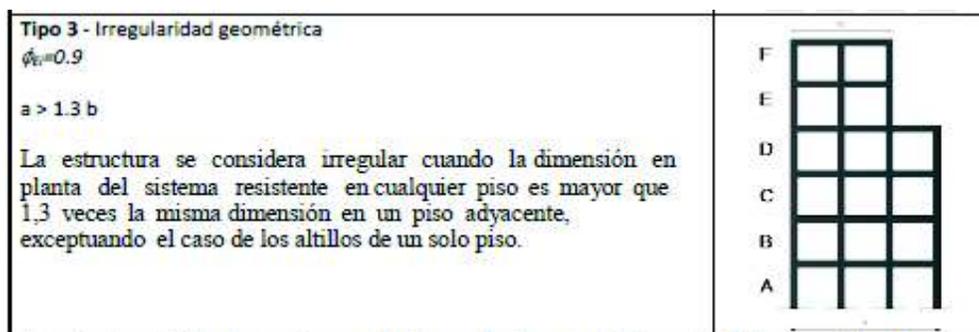
$$A_{+16.65} = 381,83 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_{+16.65} / A_{+12.25} = 381,83 / 618 = 0,62 \rightarrow 62\%, \text{ por lo tanto } \phi_p = 0.9$$

- Irregularidad en elevación (ϕ_e):

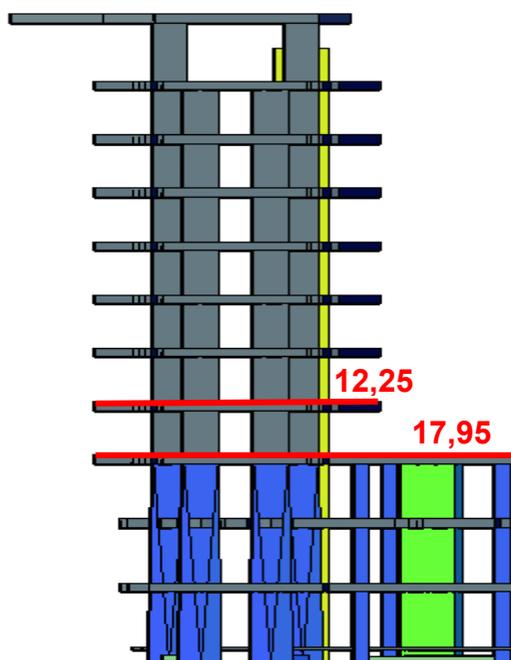
El edificio presenta irregularidad en elevación del tipo 3, a partir del nivel +13.25.

FIGURA 3. 42 IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA EN ELEVACIÓN.



FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015.

FIGURA 3. 43 IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Condición: $a > 1.3b$

$a = 17,95$ m, dimensión planta del nivel +13.25

$b = 12,25$ m, dimensión planta del nivel +16,65

$1.3 * 12,25$ m = 15,925 m

17,95 m > 15,925 m; sí cumple, por lo tanto $\phi_e = 0.9$

➤ Factor de importancia (I):

El factor de importancia de esta edificación es del valor de 1.3, pues es un edificio público que requiere operar continuamente, y que alberga a más de trescientas personas, por lo tanto entra en la categoría de “Estructuras de ocupación especial”, según lo establece la NEC_SE_DS, NEC 2015 en la sec. 4.1, tabla 6.

FIGURA 3. 44 FACTOR DE IMPORTANCIA.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015.

➤ Coeficiente de reducción de resistencia sísmica (R):

La edificación es considerada como: “Pórticos especiales sismo resistente de hormigón armado con vigas banda”, según lo establecido en la NEC_SE_DS, NEC 2015, en la sección 6.3.4 tabla 15, lo que le da un valor de R = 5.

FIGURA 3. 45 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos amados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

FUENTE: NEC_SE_DS, NEC 2015.

TABLA 3. 15 CORTE BASAL DE LA ESTRUCTURA.

CORTE BASAL:						
	CALCULADO		CORREGIDO (X)		CORREGIDO (Y)	
Ta =	1,53	seg	1,34	seg	1,13	seg
l =	1,30	s.u.	1,30	s.u.	1,30	s.u.
Sa =	0,54	g	0,62	g	0,74	g
R =	5,00	s.u.	5,00	s.u.	5,00	s.u.
$\phi_p =$	0,90	s.u.	0,90	s.u.	0,90	s.u.
$\phi_e =$	0,90	s.u.	0,90	s.u.	0,90	s.u.
W =	9185,97	T	9185,97	T	9185,97	T
V =	1592,23	T	1828,12	T	2181,95	T
% W =	17,33	%	19,90	%	23,75	%

ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

3.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

El análisis estructural se lo realizará de manera individual, es decir, analizar cada elemento estructural de la edificación para saber cómo se comportan monolíticamente y también de manera colectiva, para analizar el comportamiento global de toda la estructura ante las solicitaciones que se tengan.

El fin de este análisis pretende predecir las respuestas que tendrá la estructura ante la ocurrencia de un sismo (el de diseño, especificado en la NEC 2015) o incluso uno más fuerte, bajo todas sus características estructurales ya establecidas, para luego determinar un diagnóstico final y dar solución de los problemas estructurales que se puedan presentar en la estructura. Para esto la idea a priori es rigidizar la estructura de una manera eficiente, es decir, sin aumentar tanto su masa y tampoco hacer que pierda ductilidad.

Para llevar a cabo esto, se chequeará que los elementos estructurales cumplan los requerimientos mínimos establecidos en los códigos de construcción vigentes a la actualidad y que el comportamiento global de la estructura con y sin mamposterías cumpla con los modos de vibración, con el chuequeo de derivas y otros aspectos más, basándonos en dos análisis uno estático y otro dinámico, mediante el diseño basado en fuerzas (DBF).

3.3.1 PROBLEMAS ESTRUCTURALES

Se deben definir los problemas estructurales existentes en la estructura, o a su vez determinar que problemas no posee la edificación.

El Msc. Ing. Patricio Placencia, en el año 1999 dictó un curso en el Colegio de Ingenieros Civiles de Pichincha sobre, el “DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS CON VIGA BANDA”, en el cuál la teoría sobre la que realizó este trabajo se basa en que deben fluir las vigas para que la estructura con vigas banda tenga un comportamiento sismo resistente, y además cumplir las siguientes condiciones:

1. La viga no falle a corte.
2. El armado de la viga supere el mínimo requerido.
3. El armado de la viga no se acerque al máximo.
4. La columna no falle a corte.
5. La columna no falle por falta de refuerzo de confinamiento.
6. La carga axial de la columna sea inferior a la balanceada.
7. La capacidad a flexión de las columnas supere ampliamente a la de las vigas.
8. El esfuerzo de punzonamiento actuante no supere el admisible.
9. Los estribos sean obtenidos para punzonamiento por capacidad.

3.3.2 COMBINACIONES DE CARGAS

Según la NEC_SE_CG. NEC 2015, las combinaciones básicas para el diseño por última resistencia, están descritas en la sección 3.4.3 y son las siguientes:

- Combinación 1: $1.4 D$
- Combinación 2: $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \text{ máx}[Lr ; S ; R]$
- Combinación 3: $1.2 D + 1.6 \text{ máx}[Lr ; S ; R] + \text{máx}[L ; 0.5 W]$
- Combinación 4: $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \text{ máx}[Lr ; S ; R]$
- Combinación 5: $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
- Combinación 6: $0.9 D + 1.0 W$
- Combinación 7: $0.9 D + 1.0 E$

En donde:

D = Carga permanente (muerta)

E = Carga de sismo

L = Sobrecarga (carga viva)

Lr = Sobrecarga cubierta (carga viva)

S = Carga de granizo

W = Carga de viento

En el análisis de este edificio no se considerarán las cargas por viento y granizo debido a que estas son muy bajas y no ejercen una presión considerable sobre la estructura, y la sobrecarga de cubierta ya se considera al no reducir el valor de carga en la cubierta del edificio, además tampoco se van a considerar ciertas combinaciones de carga debido a que son menores y ya se las estaría considerando dentro de otras combinaciones de mayores valores, por lo tanto, las combinaciones a usarse en este estudio son:

$$U1 = 1.4 D$$

$$U2 = 1.2 D + 1.6 L$$

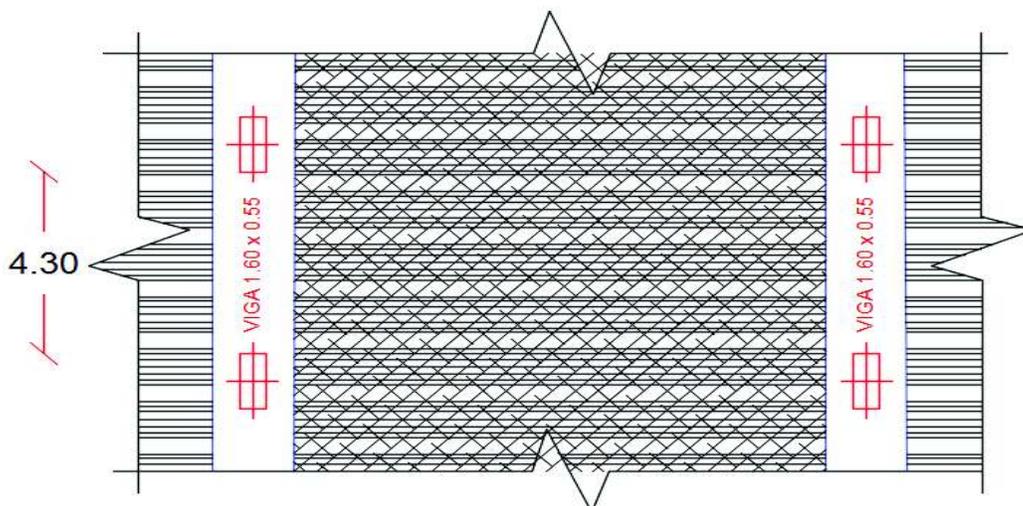
$$U3 = 1.2 D + L \pm E$$

3.3.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.3.3.1 Losa

El cálculo correspondiente para obtener el espesor mínimo de una losa maciza, está determinado en el ACI 318-2005, en la sección 9.5.2 (elementos reforzados en una dirección), más específicamente en la tabla 9.5(a), la cual se encuentra en función de la luz libre de los vanos, por ello se realizará el cálculo del vano más largo para verificar si la losa de la edificación en estudio cumple con el espesor mínimo requerido por la norma, para que no se tenga problemas con la serviciabilidad de la estructura.

FIGURA 3. 46 PANEL INTERNO DE LOSA.



ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

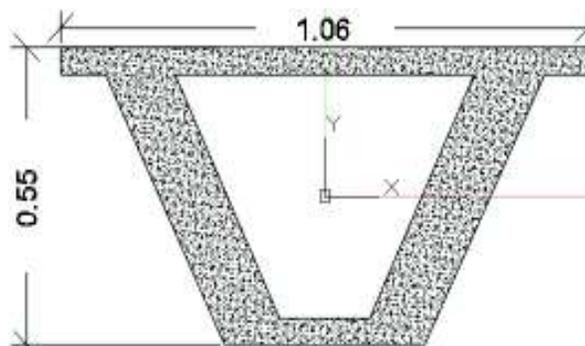
Los datos para el cálculo de losa son los siguientes:

- Lado del vano = 580 cm
- Luz libre del vano = 430 cm

Para las losas nervadas en una sola dirección, el caso que corresponde es el de con un extremo continuo, el cual nos dice que el espesor mínimo h , para una losa maciza en una dirección es $L/18.5$, por lo tanto:

$$\frac{L}{18,5} = \frac{430}{18,5} = 23,24 \text{ cm}$$

El peralte de la losa de la estructura es de 55cm con alivianamientos trapecoidales como se indicó en la sección 3.2.1.1.3, transformando esta altura de losa alivianada a una altura equivalente de losa maciza, se obtiene que:



Inercia (I_{xx}) es obtenida mediante el autocad:

$$I_{xx} = 0,0067 \text{ m}^4$$

$$I_x = \frac{b * heq^3}{12}$$

$$I_{xx} = I_x ; heq = \sqrt[3]{\frac{12 * I_{xx}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 * 0,0067}{1,06}} = 0,42 \text{ m} = 42 \text{ cm}$$

Como se puede comprobar en los cálculos, la losa alivianada tiene una altura equivalente en losa maciza de 42 cm, y el mínimo que se requiere es 23,24 cm, por lo tanto la losa no presenta problemas de serviciabilidad.

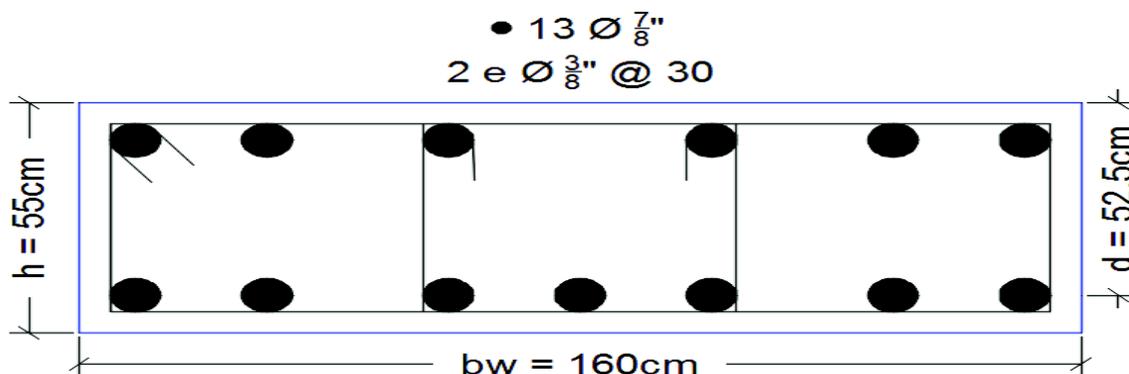
3.3.3.2 Vigas Banda

Armado longitudinal de las vigas banda

Según la NEC_SE_HM, NEC 2015, en la sección 5.7, establece que las vigas banda deben tener un peralte mínimo de 25cm, lo cual si se cumple porque el peralte de todas las vigas banda de la estructura es de 55cm.

Para el refuerzo mínimo en las vigas banda, las fórmulas que expresan este acero mínimo se encuentran en el ACI 318-2005, sección 10.5.1.

FIGURA 3. 47 ACERO DE REFUERZO EN VIGA BANDA.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

$$A_{s\text{mín}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} * bw * d \quad \text{ó} \quad \frac{14}{f_y} * bw * d$$

$$A_{s\text{mín}} = \frac{\sqrt{280}}{4 * 4200} * 160 * 52,5 = 8,37 \text{ cm}^2 \quad \text{ó} \quad \frac{14}{4200} * 160 * 52,5 = 28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = \rho \text{ máx} * d * bw$$

$$\rho \text{ máx} = 0,5 * \rho_b = 0,5 * \frac{0,85 f'c}{f_y} * \beta_1 * \left(\frac{6300}{6300 + f_y} \right)$$

$$\rho \text{ máx} = 0,5 * \frac{0,85 * 280}{4200} * 0,85 * \left(\frac{6300}{6300 + 4200} \right) = 0,01445$$

$$A_{s\text{máx}} = 0,01445 * 52,5 * 160 = 121,38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13 \text{ } \emptyset \text{ 7/8" ; 7/8" = } 387 \text{ mm}^2 \text{ ; } A_s = 13 * 3,87 \text{ cm}^2 = 50,31 \text{ cm}^2$$

$$28 \text{ cm}^2 < A_s = 50,31 \text{ cm}^2 < 121,38 \text{ cm}^2$$

Como se puede observar la cuantía de acero de la viga banda está dentro del rango que permite la norma.

Ahora se debe verificar que esta cuantía de acero longitudinal sea suficiente para cubrir las solicitaciones presentes en la estructura, para esto se mostrará los cálculos de momentos por carga vertical (todos con signos positivo), y los momentos por sismo con su respectivo signo (recomendación Msc. Ing. Patricio Placencia), obtenidos del programa Etabs.

Las vigas a verificarse son las vigas centrales del edificio, las cuales tienen la misma sección y cuantía de acero en todas las losas.

TABLA 3. 16 COMPROBACIÓN DE CUANTÍA DE ACERO EN VIGAS BANDA.

b =	160	cm
h =	55	cm
recub. =	2,5	cm
d =	52,5	cm
f'c =	280	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²

Solicitaciones

MD	36,29	17,75	21,40	10,35	4,67	8,80	17,04	17,82	11,74
ML	14,35	6,79	7,76	2,77	0,91	1,56	3,80	3,54	1,98
MEx	30,91		-26,58	28,29		-17,72	12,62		-17,22
MEy	75,06		-64,13	78,01		-49,66	33,87		-45,86

Combinaciones de carga

U1 = 1,4*D	50,81	24,85	29,96	14,49	6,54	12,32	23,86	24,95	16,44
U2 = 1,2*D + 1,6*L	66,51	32,16	38,10	16,85	7,06	13,06	26,53	27,05	17,26
U3 = 1,2*D + L + Ex	88,81		60,02	43,48		29,84	36,87		33,29
U4 = 1,2*D + L + Ey	132,96		97,57	93,20		61,78	58,12		61,93
U5 = 1,2*D + L - Ex	26,99		6,86	-13,11		-5,60	11,63		-1,15
U6 = 1,2*D + L - Ey	-17,16		-30,69	-62,82		-37,54	-9,62		-29,79

Momento de diseño Mu (envolvente)

	132,96		97,57	93,20		61,78	58,12		61,93
	17,16	32,16	30,69	62,82	7,06	37,54	9,62	27,05	29,79
As requerido (cm²)	65,52		47,04	45,36		29,40	27,72		29,40
	8,40	15,12	14,28	30,24	8,40	17,64	8,40	12,60	14,28
As mín (cm²)	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00
	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00
As máx (cm²)	119,97	119,97	119,97	119,97	119,97	119,97	119,97	119,97	119,97
	119,97	119,97	119,97	119,97	119,97	119,97	119,97	119,97	119,97
As existente (cm²)	38,52	23,22	38,52	38,52	23,22	34,83	34,83	23,22	34,83
	20,40	35,70	20,40	17,04	17,04	17,04	15,48	27,09	15,48

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Como lo muestran los cálculos descritos en el cuadro anterior, la cuantía de acero máxima permitida es 119,97 cm², la cual representa aproximadamente al 1.43% de la sección transversal de la viga banda, y en ningún caso la cuantía de acero requerida supera a la permitida, pero en otros casos es menor a la mínima.

La cuantía de acero longitudinal existente no cubre con lo requerido en casi toda la parte inferior de los vanos, y en la parte superior solo cubre con lo solicitado en el vano posterior y parte del medio. Cabe recalcar que un sistema con vigas descolgadas, nos brindaría diseños más óptimos en cuanto a las dimensiones de las vigas y por ende la cuantía de acero.

Armado transversal de las vigas banda

Para las mismas vigas centrales de la edificación se verifica la capacidad a corte que poseen éstas, proporcionadas por sus estribos y así chequear si absorben los esfuerzos que se producen en las mismas.

Para estos cálculos tomamos las fórmulas estipuladas por el ACI 318 – 1995, sección 11.1 y por recomendaciones del Msc. Ing. Patricio Placencia.

$$V_u \leq \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * bw * d$$

$$V_{sismo} > V_{uvertical} \therefore V_c = 0$$

$$V_u = V_{sismo} + V_{uvertical}$$

$$M_{probable} = A_s * 1,4 * f_y * \left(d - \frac{A_s * 1,4 * f_y}{1,7 * f'c * bw} \right)$$

$$V_{sismo} = \frac{M_{pr} + M_{pr'}}{l_c}$$

Donde:

V_u = esfuerzo de corte mayorado en la sección.

V_n = resistencia nominal al corte.

V_c = resistencia nominal al corte contribuida por el hormigón.

V_s = resistencia nominal al corte contribuida por el acero transversal de refuerzo.

Por recomendación del Msc. Ing. Patricio Placencia, no se usará el valor de corte proporcionado por el programa Etabs, sino el momento probable para obtener el corte de sismo. Estos momentos se deben considerar en las dos direcciones, es decir sentido horario y sentido anti horario, debido a la reversibilidad del sismo.

A continuación se muestra un ejemplo de cálculo de momentos probables en una sección de las vigas a ser chequeadas.

$$M_{probable} = 27,09 * 1,4 * 4200 * \left(52,5 - \frac{27,09 * 1,4 * 4200}{1,7 * 280 * 160} \right) = 80,30 T - m$$

$$M_{probable'} = 23,22 * 1,4 * 4200 * \left(52,5 - \frac{23,22 * 1,4 * 4200}{1,7 * 280 * 160} \right) = 69,23 T - m$$

TABLA 3. 17 CÁLCULOS DE DISEÑO A CORTE DE LA VIGA BANDA.

<p style="text-align: center;">$L_c = 5,65 \text{ m}$</p> <p style="text-align: center;">$V_{sismo} = 30,73 \text{ T}$</p>	<p style="text-align: center;">$L_c = 3,695 \text{ m}$</p> <p style="text-align: center;">$V_{sismo} = 32,61 \text{ T}$</p>	<p style="text-align: center;">$L_c = 4,80 \text{ m}$</p> <p style="text-align: center;">$V_{sismo} = 31,15 \text{ T}$</p>																														
Solicitaciones																																
$VD = \begin{matrix} 11,70 & -11,43 \\ 5,80 & -4,70 \end{matrix} \text{ T}$	$VD = \begin{matrix} 16,07 & -15,06 \\ 4,08 & -5,05 \end{matrix} \text{ T}$	$VD = \begin{matrix} 11,81 & -11,66 \\ 4,17 & -5,06 \end{matrix} \text{ T}$																														
$V_{vertical} = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$ $V_{diseño} = \begin{matrix} 23,32 \\ 54,06 \end{matrix} \text{ T}$	$V_{vertical} = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$ $V_{diseño} = \begin{matrix} 25,81 \\ 58,42 \end{matrix} \text{ T}$	$V_{vertical} = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L$ $V_{diseño} = \begin{matrix} 20,85 \\ 52,00 \end{matrix} \text{ T}$																														
Vusismo > Vuvertical?																																
$V_c = 0$	$V_c = 0$	$V_c = 0$																														
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">En 2h</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$V_c = 74,50 \text{ T}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$V_s = 63,53 \text{ T}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$V_s < 4V_c?$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">OK</td></tr> </table>	En 2h	$V_c = 74,50 \text{ T}$	$V_s = 63,53 \text{ T}$	$V_s < 4V_c?$	OK	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">En 2h</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$V_c = 74,50 \text{ T}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$V_s = 68,73 \text{ T}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$V_s < 4V_c?$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">OK</td></tr> </table>	En 2h	$V_c = 74,50 \text{ T}$	$V_s = 68,73 \text{ T}$	$V_s < 4V_c?$	OK	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">En 2h</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$V_c = 74,50 \text{ T}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$V_s = 61,18 \text{ T}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$V_s < 4V_c?$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">OK</td></tr> </table>	En 2h	$V_c = 74,50 \text{ T}$	$V_s = 61,18 \text{ T}$	$V_s < 4V_c?$	OK															
En 2h																																
$V_c = 74,50 \text{ T}$																																
$V_s = 63,53 \text{ T}$																																
$V_s < 4V_c?$																																
OK																																
En 2h																																
$V_c = 74,50 \text{ T}$																																
$V_s = 68,73 \text{ T}$																																
$V_s < 4V_c?$																																
OK																																
En 2h																																
$V_c = 74,50 \text{ T}$																																
$V_s = 61,18 \text{ T}$																																
$V_s < 4V_c?$																																
OK																																
Smín estribos en 2h																																
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">2h (cm) = 110</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S_{mín} \text{ (cm)} = \begin{matrix} d/4 & 6\Phi_v & 5 \\ 13,13 & 5,70 & 5 \end{matrix}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S = \text{'@ } 5 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S_{real} = \text{'@ } 30 \text{ cm}$</td></tr> </table>	2h (cm) = 110	$S_{mín} \text{ (cm)} = \begin{matrix} d/4 & 6\Phi_v & 5 \\ 13,13 & 5,70 & 5 \end{matrix}$	$S = \text{'@ } 5 \text{ cm}$	$S_{real} = \text{'@ } 30 \text{ cm}$	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">2h (cm) = 110</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S_{mín} \text{ (cm)} = \begin{matrix} d/4 & 6\Phi_v & 5 \\ 13,13 & 5,70 & 5 \end{matrix}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S = \text{'@ } 5 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S_{real} = \text{'@ } 30 \text{ cm}$</td></tr> </table>	2h (cm) = 110	$S_{mín} \text{ (cm)} = \begin{matrix} d/4 & 6\Phi_v & 5 \\ 13,13 & 5,70 & 5 \end{matrix}$	$S = \text{'@ } 5 \text{ cm}$	$S_{real} = \text{'@ } 30 \text{ cm}$	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">2h (cm) = 110</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S_{mín} \text{ (cm)} = \begin{matrix} d/4 & 6\Phi_v & 5 \\ 13,13 & 5,70 & 5 \end{matrix}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S = \text{'@ } 5 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S_{real} = \text{'@ } 30 \text{ cm}$</td></tr> </table>	2h (cm) = 110	$S_{mín} \text{ (cm)} = \begin{matrix} d/4 & 6\Phi_v & 5 \\ 13,13 & 5,70 & 5 \end{matrix}$	$S = \text{'@ } 5 \text{ cm}$	$S_{real} = \text{'@ } 30 \text{ cm}$																		
2h (cm) = 110																																
$S_{mín} \text{ (cm)} = \begin{matrix} d/4 & 6\Phi_v & 5 \\ 13,13 & 5,70 & 5 \end{matrix}$																																
$S = \text{'@ } 5 \text{ cm}$																																
$S_{real} = \text{'@ } 30 \text{ cm}$																																
2h (cm) = 110																																
$S_{mín} \text{ (cm)} = \begin{matrix} d/4 & 6\Phi_v & 5 \\ 13,13 & 5,70 & 5 \end{matrix}$																																
$S = \text{'@ } 5 \text{ cm}$																																
$S_{real} = \text{'@ } 30 \text{ cm}$																																
2h (cm) = 110																																
$S_{mín} \text{ (cm)} = \begin{matrix} d/4 & 6\Phi_v & 5 \\ 13,13 & 5,70 & 5 \end{matrix}$																																
$S = \text{'@ } 5 \text{ cm}$																																
$S_{real} = \text{'@ } 30 \text{ cm}$																																
Av estribos en 2h																																
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">$A_v = 1,44 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ req} = 11,54 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 0,95 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 3/8 \text{ inch}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ real} = 4,97 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Estribos reales no cumplen</td></tr> </table>	$A_v = 1,44 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ req} = 11,54 \text{ cm}^2$	$\Phi = 0,95 \text{ cm}$	$\Phi = 3/8 \text{ inch}$	$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ real} = 4,97 \text{ cm}^2$	2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$	Estribos reales no cumplen	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">$A_v = 1,56 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ req} = 12,47 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 0,95 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 3/8 \text{ inch}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ real} = 4,97 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Estribos reales no cumplen</td></tr> </table>	$A_v = 1,56 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ req} = 12,47 \text{ cm}^2$	$\Phi = 0,95 \text{ cm}$	$\Phi = 3/8 \text{ inch}$	$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ real} = 4,97 \text{ cm}^2$	2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$	Estribos reales no cumplen	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">$A_v = 1,39 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ req} = 11,10 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 0,95 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 3/8 \text{ inch}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ real} = 4,97 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Estribos reales no cumplen</td></tr> </table>	$A_v = 1,39 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ req} = 11,10 \text{ cm}^2$	$\Phi = 0,95 \text{ cm}$	$\Phi = 3/8 \text{ inch}$	$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ real} = 4,97 \text{ cm}^2$	2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$	Estribos reales no cumplen						
$A_v = 1,44 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ req} = 11,54 \text{ cm}^2$																																
$\Phi = 0,95 \text{ cm}$																																
$\Phi = 3/8 \text{ inch}$																																
$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ real} = 4,97 \text{ cm}^2$																																
2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$																																
Estribos reales no cumplen																																
$A_v = 1,56 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ req} = 12,47 \text{ cm}^2$																																
$\Phi = 0,95 \text{ cm}$																																
$\Phi = 3/8 \text{ inch}$																																
$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ real} = 4,97 \text{ cm}^2$																																
2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$																																
Estribos reales no cumplen																																
$A_v = 1,39 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ req} = 11,10 \text{ cm}^2$																																
$\Phi = 0,95 \text{ cm}$																																
$\Phi = 3/8 \text{ inch}$																																
$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ real} = 4,97 \text{ cm}^2$																																
2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$																																
Estribos reales no cumplen																																
Av estribos en long pasada 2h																																
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">$A_v = 1,44 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ req} = 18,75 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 0,95 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 3/8 \text{ inch}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ real} = 15,62 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S \leq d/2 = 26,25 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 26,25 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Estribos reales no cumplen</td></tr> </table>	$A_v = 1,44 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ req} = 18,75 \text{ cm}^2$	$\Phi = 0,95 \text{ cm}$	$\Phi = 3/8 \text{ inch}$	$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ real} = 15,62 \text{ cm}^2$	$S \leq d/2 = 26,25 \text{ cm}$	2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 26,25 \text{ cm}$	2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$	Estribos reales no cumplen	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">$A_v = 1,56 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ req} = 8,57 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 0,95 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 3/8 \text{ inch}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ real} = 7,10 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S \leq d/2 = 26,25 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 26,25 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Estribos reales no cumplen</td></tr> </table>	$A_v = 1,56 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ req} = 8,57 \text{ cm}^2$	$\Phi = 0,95 \text{ cm}$	$\Phi = 3/8 \text{ inch}$	$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ real} = 7,10 \text{ cm}^2$	$S \leq d/2 = 26,25 \text{ cm}$	2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 26,25 \text{ cm}$	2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$	Estribos reales no cumplen	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td style="text-align: center;">$A_v = 1,39 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ req} = 12,49 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 0,95 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$\Phi = 3/8 \text{ inch}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$A_v \text{ real} = 12,07 \text{ cm}^2$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">$S \leq d/2 = 26,25 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 26,25 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$</td></tr> <tr><td style="text-align: center;">Estribos reales no cumplen</td></tr> </table>	$A_v = 1,39 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ req} = 12,49 \text{ cm}^2$	$\Phi = 0,95 \text{ cm}$	$\Phi = 3/8 \text{ inch}$	$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$	$A_v \text{ real} = 12,07 \text{ cm}^2$	$S \leq d/2 = 26,25 \text{ cm}$	2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 26,25 \text{ cm}$	2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$	Estribos reales no cumplen
$A_v = 1,44 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ req} = 18,75 \text{ cm}^2$																																
$\Phi = 0,95 \text{ cm}$																																
$\Phi = 3/8 \text{ inch}$																																
$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ real} = 15,62 \text{ cm}^2$																																
$S \leq d/2 = 26,25 \text{ cm}$																																
2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 26,25 \text{ cm}$																																
2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$																																
Estribos reales no cumplen																																
$A_v = 1,56 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ req} = 8,57 \text{ cm}^2$																																
$\Phi = 0,95 \text{ cm}$																																
$\Phi = 3/8 \text{ inch}$																																
$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ real} = 7,10 \text{ cm}^2$																																
$S \leq d/2 = 26,25 \text{ cm}$																																
2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 26,25 \text{ cm}$																																
2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$																																
Estribos reales no cumplen																																
$A_v = 1,39 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ req} = 12,49 \text{ cm}^2$																																
$\Phi = 0,95 \text{ cm}$																																
$\Phi = 3/8 \text{ inch}$																																
$A_s \text{ est} = 1,42 \text{ cm}^2$																																
$A_v \text{ real} = 12,07 \text{ cm}^2$																																
$S \leq d/2 = 26,25 \text{ cm}$																																
2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 26,25 \text{ cm}$																																
2 est $\Phi 3/8 \text{ " @ } 30 \text{ cm}$																																
Estribos reales no cumplen																																

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Según los cálculos que se pueden observar en los cuadros anteriores, el reforzamiento transversal si cumple con los requerimientos para resistir los esfuerzos a corte.

Dentro de la longitud $2h$ (110cm), que es el lugar donde se espera que se formen las rótulas plásticas, este reforzamiento transversal no cumple en mucho con el espaciamiento máximo entre estribos que debe tener según la norma para zonas sísmicas, lo cual equivale a no tener reforzamiento.

En cuanto al centro del vano, es decir, la longitud pasada $2h$, el espaciamiento máximo se alarga el doble, pero aun así el espaciamiento real no cumple con lo estipulado en la norma, pero no se excede en mucho y se podría considerar como que si existe reforzamiento en tal zona.

3.3.3.3 Columnas

Refuerzo longitudinal

El acero longitudinal de las columnas debe estar dentro del rango permitido por el ACI 318 – 2005, según lo establecido en la sección 21.4.3.1, mediante las siguientes fórmulas:

$$A_{s\text{mín}} = 0,01 * A_g$$

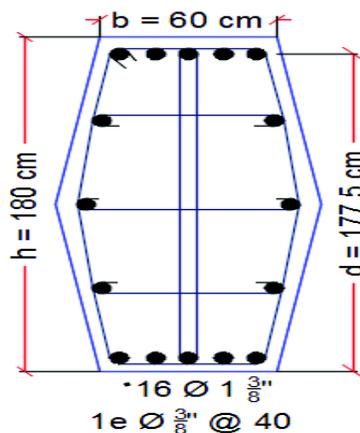
$$A_{s\text{máx}} = 0,06 * A_g$$

Para este acero se chequearán los tres tipos de columnas que posee el edificio. El chequeo para las capacidades de carga de la columnas dado por sus armados longitudinales, se lo realizará mediante las curvas de interacción D/C (Demanda/Capacidad) biaxial de las columnas.

Dichas curvas se las obtendrá de un programa realizado por el autor de este proyecto de titulación en las clases de “Hormigón III”, EPN, bajo la supervisión del Msc. Ing. Patricio Placencia. Este análisis se lo detallará para los tres tipos de columnas del edificio.

✓ **Columna Hexagonal**

FIGURA 3. 48 ACERO DE REFUERZO EN LA COLUMNA HEXAGONAL.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

$$As_{mín} = 0,01 * 13.500 \text{ cm}^2 = 135 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 0,06 * 13.500 \text{ cm}^2 = 810 \text{ cm}^2$$

$$As = 16 \text{ } \varnothing 1 \frac{3}{8} \text{ \"} = 16 * 10,06 \text{ cm}^2 = 160,96 \text{ cm}^2$$

$$135 \text{ cm}^2 < As = 160,96 \text{ cm}^2 < 810 \text{ cm}^2$$

Como se muestra, la cuantía de acero de la columna está dentro del rango permitido por la norma. A continuación se presentan los datos de la columna hexagonal, la cual cabe recalcar se la tomará como una columna rectangular equivalente con $b = 60\text{cm}$ y el $h = 225\text{cm}$, obtenido de dividir el área para la base.

TABLA 3. 18 DATOS DE COLUMNA.

DATOS			DISTRIBUCIÓN DE VARILLAS	
b =	60	cm	Posición	# Varillas
h =	225	cm	Vertical	5
c =	75	cm	Horiz. 1ra y últ. Fila	5
f'c =	280	kg/cm ²	Intermedias	6
fy =	4200	kg/cm ²	# total de varillas	16
Es =	2100000	kg/cm ²		
Φ =	35,8	mm		
as =	10,06	cm ²		
d' =	2,5	cm		

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Para obtener las últimas cargas, se utilizaron las combinaciones de carga descritas en la sección 3.3.2, que se muestran en el siguiente cuadro, con compresión positiva:

TABLA 3. 19 SOLICITACIONES ÚLTIMAS EN COLUMNA (ETABS).

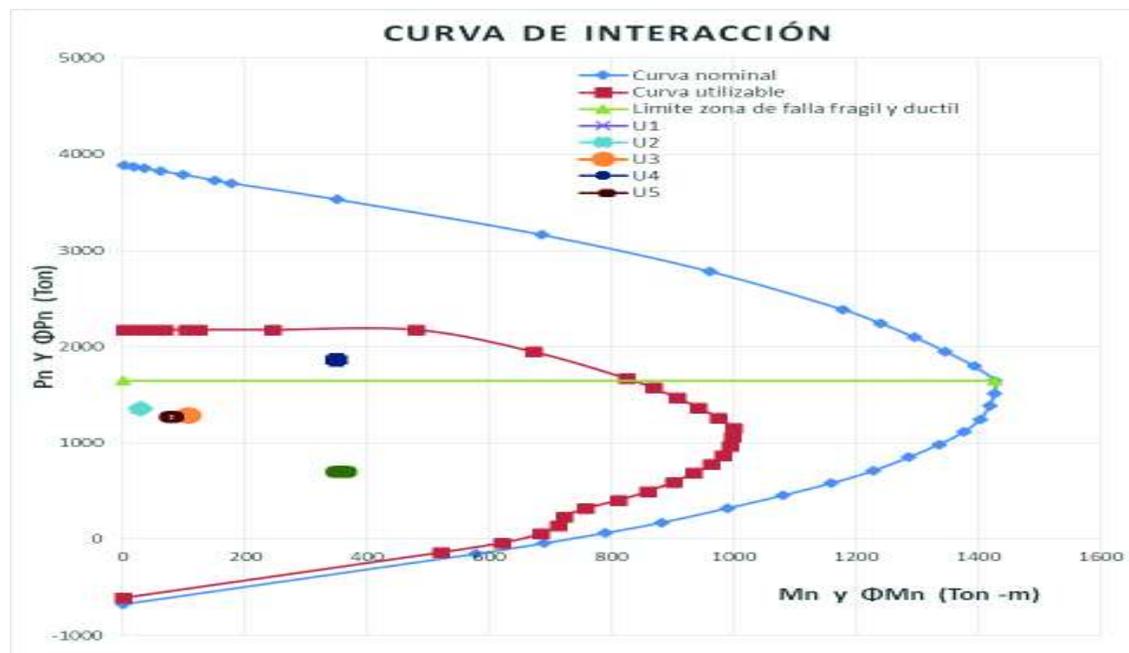
COMBINACIONES		Pu (T)	M _x (T-m)	M _y (T-m)	M _R (T-m)
U1	1,4*D	1347,11	-3,81	25,41	25,69
U2	1,2*D + 1,6*L	1356,76	-6,16	28,86	29,51
U3	1,2*D + L + Ex	1289,48	49,35	95,58	107,57
U4	1,2*D + L + Ey	1860,84	347,54	43,80	350,29
U5	1,2*D + L - Ex	1272,46	-59,51	-43,18	73,52
U6	1,2*D + L - Ey	702,48	-357,04	8,80	357,15

FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

A continuación se muestra la curva de interacción de la columna incluyendo todas las combinaciones de cargas descritas, y así poder verificar sus radios de interacción.

FIGURA 3. 49 GRÁFICO, CURVA INTERACCIÓN, COMBINACIONES U1 – U6.

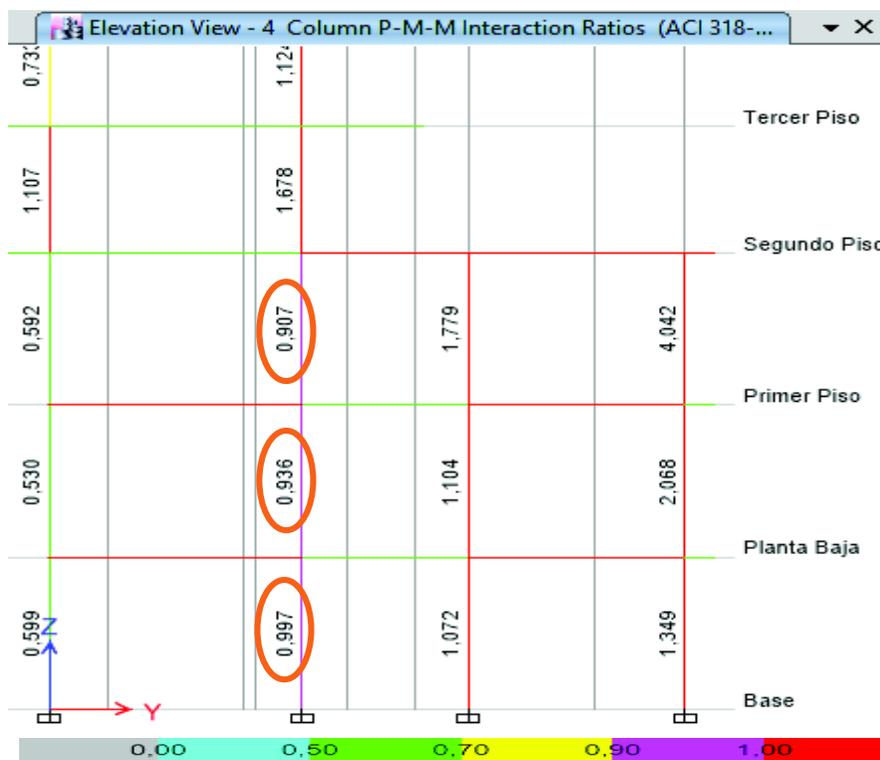


ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Como se observa en el gráfico todos los puntos de las cargas de sollicitación se encuentran dentro de la curva de capacidad utilizable, con lo que la capacidad de éstas columnas si pueden resistir las cargas de sollicitaciones últimas, y se

puede apreciar que solo en una combinación de cargas el punto está por encima del P_b a un valor aproximado de 0.9 que es lo ideal donde deben oscilar los radios de interacción (Msc. Ing. Patricio Placencia, "Hormigón III, EPN), lo que quiere decir que la columna fallaría por ductilidad y no por agotamiento a compresión o falla frágil.

FIGURA 3. 50 RADIOS DE INTERACCIÓN (D/C) DE LA COLUMNA.

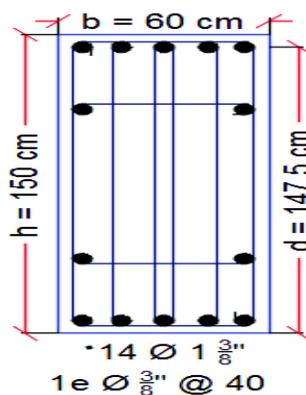


FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

✓ Columna 0.60 x 1.50 m

FIGURA 3. 51 ACERO DE REFUERZO EN LA COLUMNA 60 x 150.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

$$Asmín = 0,01 * 60 * 150 \text{ cm}^2 = 90 \text{ cm}^2$$

$$Asmáx = 0,06 * 60 * 150 \text{ cm}^2 = 540 \text{ cm}^2$$

$$As = 14 \varnothing 1\frac{3}{8}'' = 14 * 10,06 \text{ cm}^2 = 140,84 \text{ cm}^2$$

$$90 \text{ cm}^2 < As = 140,84 \text{ cm}^2 < 540 \text{ cm}^2$$

Como se muestra, la cuantía de acero de la columna está dentro del rango.

TABLA 3. 20 DATOS DE COLUMNA.

DATOS			DISTRIBUCIÓN DE VARILLAS	
b =	60	cm	Posición	# Varillas
h =	150	cm	Vertical	4
c =	50	cm	Horiz. 1ra y últ. Fila	5
f'c =	280	kg/cm ²	Intermedias	4
fy =	4200	kg/cm ²	# total de varillas	14
Es =	2100000	kg/cm ²		
Φ =	35,8	mm		
as =	10,06	cm ²		
d' =	2,5	cm		

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Para obtener las últimas cargas, se utilizaron las combinaciones de carga descritas en la sección 3.3.2, que se muestran en el siguiente cuadro, con compresión positiva:

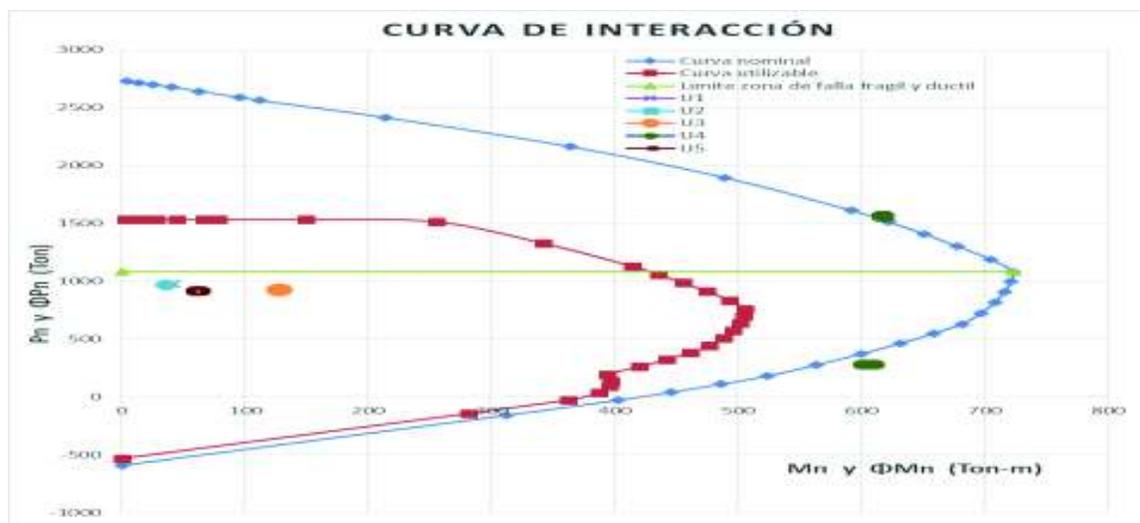
TABLA 3. 21 SOLICITACIONES ÚLTIMAS EN COLUMNA (ETABS).

COMBINACIONES	Pu (T)	M _x (T-m)	M _y (T-m)	M _r (T-m)	
U1	1,4*D	975,85	8,81	40,12	41,08
U2	1,2*D + 1,6*L	968,56	4,10	35,52	35,75
U3	1,2*D + L + Ex	923,57	-2,99	127,97	128,00
U4	1,2*D + L + Ey	1557,99	616,31	38,57	617,52
U5	1,2*D + L - Ex	914,46	13,78	-57,78	59,40
U6	1,2*D + L - Ey	281,00	-604,52	34,14	605,49

FUENTE: Etabs

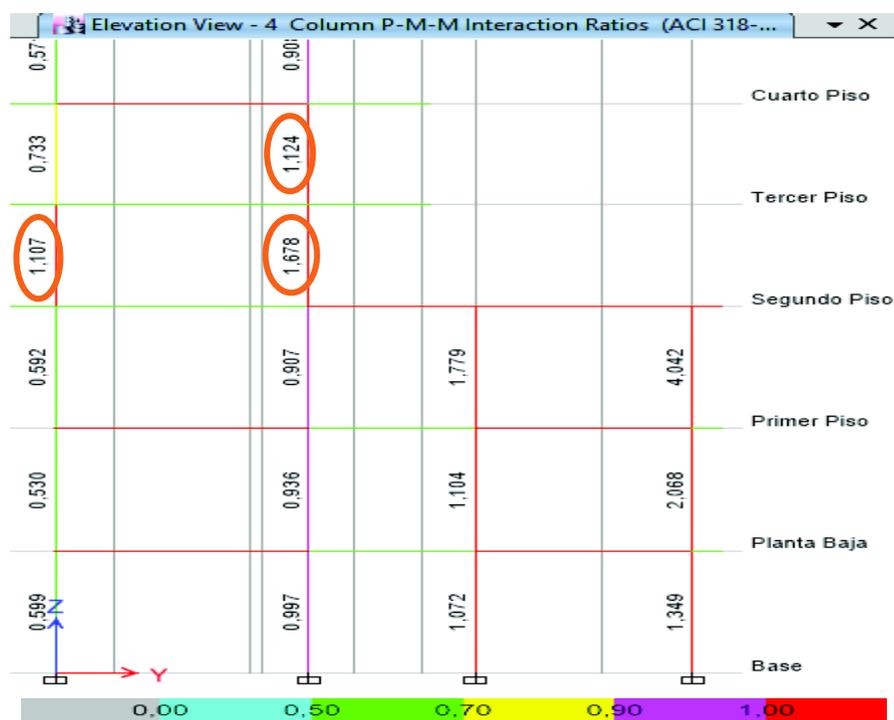
ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

A continuación se muestra la curva de interacción de la columna incluyendo todas las combinaciones de cargas descritas y verificar sus radios de interacción.

FIGURA 3. 52 GRÁFICO, CURVA INTERACCIÓN, COMBINACIONES U1 – U6.

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

El gráfico muestra que sólo dos puntos se encuentran fuera de la curva de capacidad utilizable (U4 y U6), en aproximadamente 1.2 veces, cuando lo ideal es que oscilen en 0.9 veces, con lo que la capacidad de éstas columnas no cumplen en aproximadamente un 20% para resistir las cargas de solicitaciones últimas, y se puede apreciar que sólo un punto está por encima del Pb.

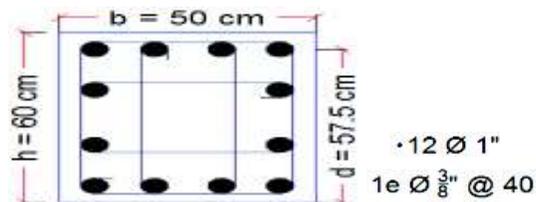
FIGURA 3. 53 RADIOS DE INTERACCIÓN (D/C) DE LA COLUMNA.

FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

✓ Columna 0.60 x 0.50 m

FIGURA 3. 54 ACERO DE REFUERZO EN LA COLUMNA 50 x 60.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

$$As_{mín} = 0,01 * 50 * 60 \text{ cm}^2 = 30 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 0,06 * 50 * 60 \text{ cm}^2 = 180 \text{ cm}^2$$

$$As = 12 \text{ } \varnothing 1'' = 12 * 5,07 \text{ cm}^2 = 60,84 \text{ cm}^2$$

$$30 \text{ cm}^2 < As = 60,84 \text{ cm}^2 < 180 \text{ cm}^2$$

TABLA 3. 22 DATOS DE COLUMNA.

DATOS			DISTRIBUCIÓN DE VARILLAS	
b =	50	cm	Posición	# Varillas
h =	60	cm	Vertical	4
c =	15	cm	Horiz. 1ra y últ. Fila	4
f'c =	280	kg/cm ²	Intermedias	4
fy =	4200	kg/cm ²	# total de varillas	12
Es =	2100000	kg/cm ²		
Φ =	25,4	mm		
as =	5,07	cm ²		
d' =	2,5	cm		

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Para obtener las últimas cargas, se utilizaron las combinaciones de carga descritas en la sección 3.3.2, que se muestran en el siguiente cuadro, con compresión positiva:

TABLA 3. 23 SOLICITACIONES ÚLTIMAS EN COLUMNA (ETABS).

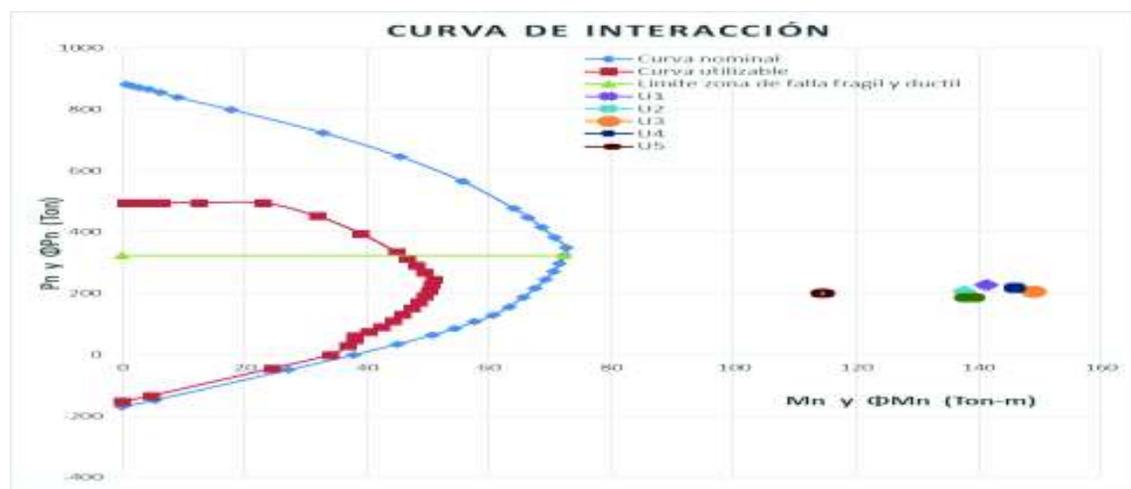
COMBINACIONES	Pu (T)	M _x (T-m)	M _y (T-m)	M _R (T-m)	
U1	1,4*D	226,86	34,67	137,01	141,33
U2	1,2*D + 1,6*L	206,85	33,21	133,57	137,63
U3	1,2*D + L + Ex	204,56	32,77	145,33	148,98
U4	1,2*D + L + Ey	218,11	80,85	121,58	146,01
U5	1,2*D + L - Ex	199,84	31,02	109,71	114,01
U6	1,2*D + L - Ey	186,18	-15,91	137,43	138,35

FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

A continuación se muestra la curva de interacción de la columna incluyendo todas las combinaciones de cargas descritas y verificar sus radios de interacción.

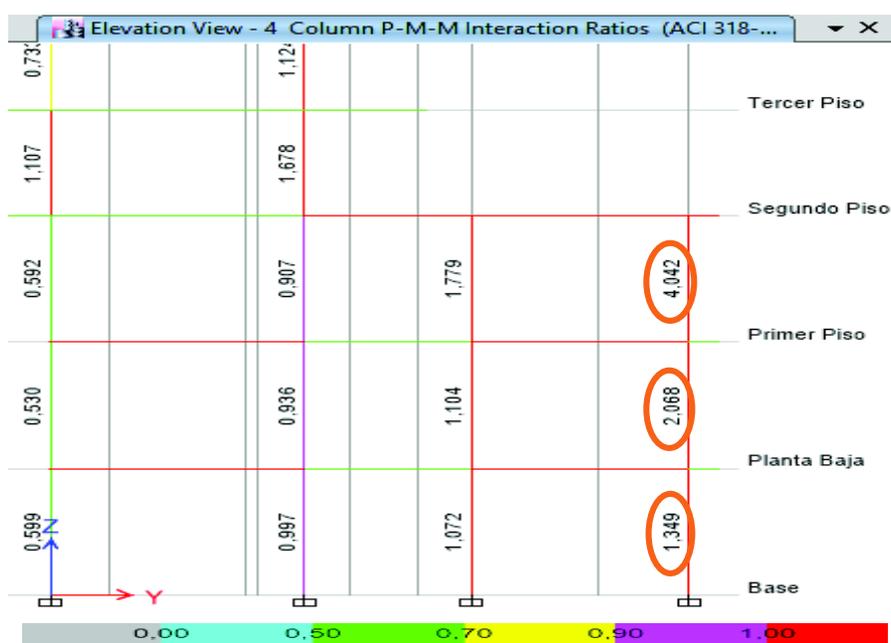
FIGURA 3. 55 GRÁFICO, CURVA INTERACCIÓN, COMBINACIONES U1 – U6.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

El gráfico anterior muestra que todos los puntos se encuentran fuera de la curva de capacidad utilizable en aproximadamente 3.5 veces, con lo que la capacidad de éstas columnas no cumplen por mucho el poder resistir las cargas de solicitaciones últimas, y cabe acotar que en el último tramo de estas columnas el acero longitudinal se reduce de 12 a 8 varillas, disminuyendo más su capacidad.

FIGURA 3. 56 RADIOS DE INTERACCIÓN (D/C) DE LA COLUMNA.



FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Refuerzo transversal

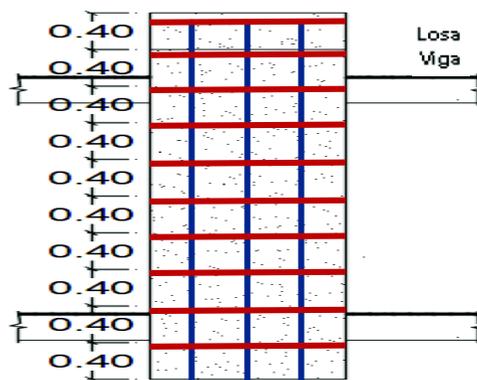
Los tres tipos de columnas tiene el mismo espaciamiento de estribos de 40cm.

FIGURA 3. 57 DISTRIBUCIÓN ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL EN TODAS LAS COLUMNAS SEGÚN PLANOS ESTRUCTURALES EXISTENTES.

			def. ②	60 x 150 18 # 11	60 x 150 14 # 11
				12 # 11	14 # 11
				φ 3/8 @ .40	φ 3/8 @ .40
					φ 3/8 @ .40
50 x 60	50 x 60	25 x 80	def. ②	ver detalle ①	detalle ①
8 φ 1"	8 φ 1"	6 φ 1"	12 # 11	16 # 11	16 # 11
φ 3/8 @ .40	φ 3/8 @ .40	φ 3/8 @ .25	φ 3/8 @ .40	φ 3/8 @ .40	φ 3/8 @ .40

ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 58 DISPOSICIÓN DE ESTRIBOS EN TODAS LAS COLUMNAS.



ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

Para el acero transversal de las columnas, sólo se chequeará a la columna de mayor tamaño, según el ACI 318 – 1995, en la sección 21.4.4.1, estipula que debe calcularse mediante las siguientes fórmulas:

$$Ash_1 = 0,3 * \frac{s * hc * f'c}{fy} * \left[\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right]$$

$$Ash_2 = 0,09 * \frac{s * hc * f'c}{fy}$$

$$\text{Para corte: } Av = \frac{Vs * s}{fy * d}$$

Para los estribos el recubrimiento es de 2.5cm a la cara externa y hasta el centro del acero inferior es de 3cm.

El espaciamiento para cabeza y pie de columna es:

$$S_{lo} = \text{mín} = \frac{b}{4}; \frac{h}{4}; 6 * \phi_c; 10cm$$

$$S_{lo} = \text{mín} = \frac{60}{4}; \frac{225}{4}; 6 * 3,58; 10 = 15; 56,25; 21,48; 10$$

$$\mathbf{S_{lo} = 10 cm; S_{real} = 40 cm}$$

El espaciamiento para el medio de la columna es.

$$S_{lm} = \text{mín} = \frac{d}{2}; 6 * \phi_c; 15cm$$

$$S_{lm} = \text{mín} = \frac{54}{2}; 6 * 3,58; 15 = 27; 21,48; 15$$

$$\mathbf{S_{lm} = 15 cm; S_{real} = 40 cm}$$

La columna no cumple con el espaciamiento de estribos en la cabeza y pie de la misma, porque debería ser 10cm y se tiene 40cm, y tampoco cumple con el espaciamiento de estribos en la parte media de la columna pues debería ser 15cm y se tiene 40cm.

- **Curva de interacción de la columna sentido X, ramas sentido Y**

A continuación se calcula el área de acero por confinamiento.

$$Ash_1 = 0,3 * \frac{10 * (60 - 6) * 280}{4200} * \left[\left(\frac{60 * 225}{54 * 219} \right) - 1 \right] = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$Ash_2 = 0,09 * \frac{10 * (60 - 6) * 280}{4200} = 3,24 \text{ cm}^2$$

Mediante un programa desarrollado por el autor de este proyecto de titulación, en el curso de “Hormigón III”, EPN, bajo la supervisión del Msc. Ing. Patricio Placencia, se obtiene ésta curva de interacción, para la columna tipo.

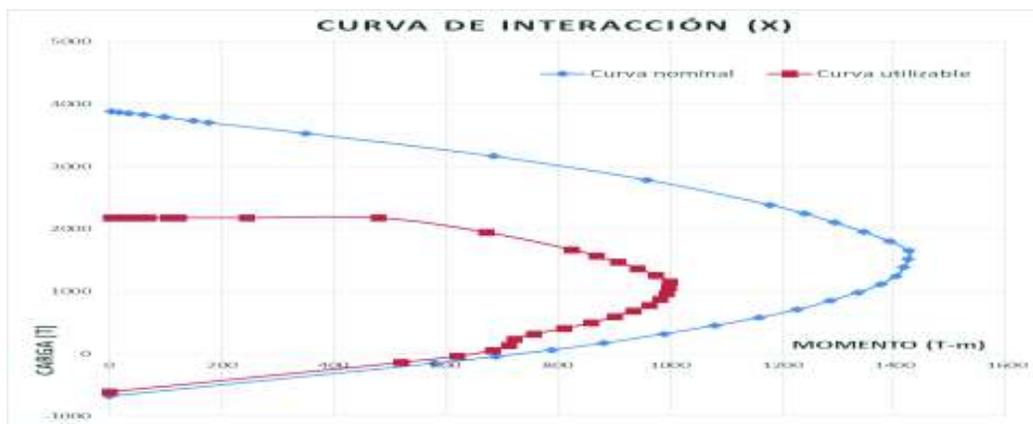
TABLA 3. 24 DATOS Y CÁLCULO DE LA CURVA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO X, DE LA COLUMNA HEXAGONAL.

DATOS			DISTRIBUCIÓN DE VARILLAS	
b =	60	cm	Posición	# Varillas
h =	225	cm	Vertical	5
c =	75	cm	Horiz. 1ra y últ. Fila	5
f'c =	280	kg/cm ²	Intermedias	6
fy =	4200	kg/cm ²	# total de varillas	16
Es =	2100000	kg/cm ²		
Φ =	35,8	mm		
as =	10,06	cm ²		
d' =	2,5	cm		

CÁLCULOS			DESCRIPCIÓN
Po =	3889,43	T	Capacidad a compresión en ausencia de momento
To =	676,43	T	Capacidad a tensión en ausencia de momento
Cb =	131,40	cm	Distancia desde la fibra extrema a compresión al punto balanceado
0.56*Po =	2178,08	T	
Ag =	13500	cm ²	
0.1*f'c*Ag=	378000	T	
Mbxx =	1426,79	T-m	Momento balanceado
Pb =	1648,21	T	Carga balanceada

ELABORADO POR: Loor Cevallos

FIGURA 3. 59 GRÁFICO, CURVA DE INTERACCIÓN AXIAL SENTIDO X, COLUMNA HEXAGONAL.



ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

$$M_{bxx} = 1426,79 \text{ T} - m$$

$$Vu = \frac{2 * Mb_{xx}}{H} = \frac{2 * 1426,79}{4,08} = 699,40 T$$

$$Vc = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0,53 * \sqrt{280} * 60 * 219 = 116,53 T$$

$$Vs = \frac{Vu - \phi * Vc}{\phi} = \frac{699,40 - 0,85 * 116,53}{0,85} = 706,29 T \leq 4Vc \therefore \text{No cumple.}$$

$$Av = \frac{Vs * s}{fy * d} = \frac{706,29 * 10}{4,2 * 219} = 7,68 \text{ cm}^2 @ 10 \text{ cm}$$

Refuerzo transversal en cabeza y pie de columna:

$$Lo = \text{m} \acute{a}\text{x}: b ; h ; \frac{Hc}{6} ; 45 \text{ cm}$$

$$Lo = \text{m} \acute{a}\text{x}: 60 ; 225 ; \frac{408}{6} = 68 ; 45 \text{ cm} \rightarrow Lo = 225 \text{ cm}$$

$$Ash_1 = 1,52 \text{ cm}^2 @ 10 \text{ cm}$$

$$Ash_2 = 3,24 \text{ cm}^2 @ 10 \text{ cm}$$

$$Av = 7,68 \text{ cm}^2 @ 10 \text{ cm}$$

$$\# \text{ ramas} = \frac{7,68}{\pi * \left(\frac{0,95}{2}\right)^2} = 10,83 \rightarrow \mathbf{10 \text{ ramas @ 10 cm}}$$

Refuerzo transversal en medio de la columna:

$$L = Hc - 2 * Lo = 408 - 2 * 225 = -42 \text{ cm} \rightarrow L = \mathbf{0 \text{ cm}}$$

$$Av = 7,68 \text{ cm}^2 @ 15 \text{ cm}$$

$$\# \text{ ramas} = \frac{7,68}{\pi * \left(\frac{0,95}{2}\right)^2} = 10,83 \rightarrow \mathbf{10 \text{ ramas @ 15 cm}}$$

Al tener L negativo, lo que representa 0cm, quiere decir que la columna necesitará el mismo confinamiento de cabeza y pie de columna a lo largo de toda su altura de entrepiso (Hc).

- **Curva de interacción de la columna sentido Y, ramas sentido X**

A continuación se calcula el área de acero por confinamiento.

$$Ash_1 = 0,3 * \frac{10 * (225 - 6) * 280}{4200} * \left[\left(\frac{60 * 225}{54 * 219} \right) - 1 \right] = 6,20 \text{ cm}^2$$

$$Ash_2 = 0,09 * \frac{10 * (225 - 6) * 280}{4200} = 13,14 \text{ cm}^2$$

TABLA 3. 25 DATOS Y CÁLCULO DE LA CURVA DE INTERACCIÓN EN SENTIDO Y, DE LA COLUMNA HEXAGONAL.

DATOS			DISTRIBUCIÓN DE VARILLAS	
b =	60	cm	Posición	# Varillas
h =	225	cm	Vertical	5
c =	75	cm	Horiz. 1ra y últ. Fila	5
f'c =	280	kg/cm ²	Intermedias	6
fy =	4200	kg/cm ²	# total de varillas	16
Es =	2100000	kg/cm ²		
Φ =	35,8	mm		
as =	10,06	cm ²		
d' =	2,5	cm		

CÁLCULOS			DESCRIPCIÓN
Po =	3889,43	T	Capacidad a compresión en ausencia de momento
To =	676,43	T	Capacidad a tensión en ausencia de momento
Cb =	32,40	cm	Distancia desde la fibra extrema a compresión al punto balanceado
0.56*Po =	2178,08	T	
Ag =	13500	cm ²	
0.1*f'c*Ag =	378000	T	
Mbyy =	367,77	T-m	Momento balanceado
Pb =	1502,95	T	Carga balanceada

ELABORADO POR: Loor Cevallos

GRÁFICO 3.6 CURVA DE INTERACCIÓN AXIAL SENTIDO Y, COLUMNA.



ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

$$M_{byy} = 367,77 \text{ T} - \text{m}$$

$$V_u = \frac{2 * Mb_{yy}}{H} = \frac{2 * 367,77}{4,08} = 180,28 T$$

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0,53 * \sqrt{280} * 225 * 54 = 107,75 T$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi * V_c}{\phi} = \frac{180,28 - 0,85 * 107,75}{0,85} = 104,34 T < 4V_c \therefore ok.$$

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} = \frac{104,34 * 10}{4,2 * 54} = 4,60 cm^2 @ 10 cm$$

Refuerzo transversal en cabeza y pie de columna:

$$L_o = \text{máx: } b ; h ; \frac{H_c}{6} ; 45 cm$$

$$L_o = \text{máx: } 225 ; 60 ; \frac{408}{6} = 68 ; 45 cm \rightarrow L_o = 225 cm$$

$$A_{sh_1} = 6,20 cm^2 @ 10 cm$$

$$A_{sh_2} = 13,14 cm^2 @ 10 cm$$

$$A_v = 4,60 cm^2 @ 10 cm$$

$$\# \text{ ramas} = \frac{13,14}{\pi * \left(\frac{0,95}{2}\right)^2} = 18,27 \rightarrow \mathbf{18 \text{ ramas @ } 10 cm}$$

Refuerzo transversal en medio de la columna:

$$L = H_c - 2 * L_o = 408 - 2 * 225 = -42 cm \rightarrow L = 0 cm$$

$$A_v = 4,60 cm^2 @ 15 cm$$

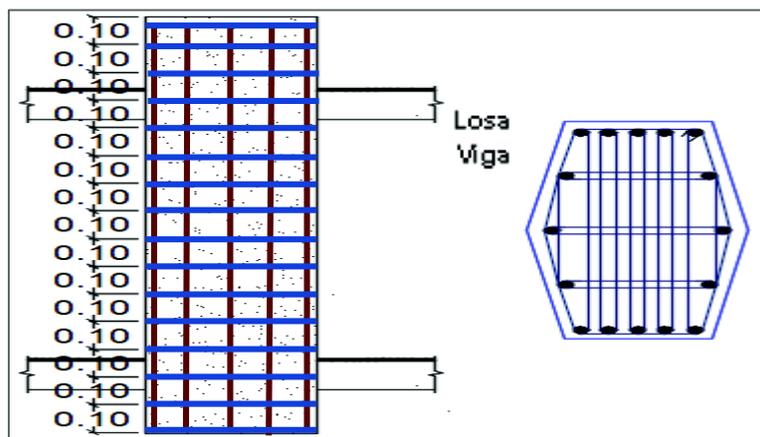
$$\# \text{ ramas} = \frac{4,60}{\pi * \left(\frac{0,95}{2}\right)^2} = 6,49 \rightarrow \mathbf{6 \text{ ramas @ } 15 cm}$$

Al tener L negativo, lo que representa 0cm, quiere decir que la columna necesitará el mismo confinamiento de cabeza y pie de columna a lo largo de toda su altura de entrepiso (Hc).

Por lo tanto, usando los estribos existentes en la columna ($\Phi = 3/8''$). Para el sentido X, la cuantía de acero necesaria tanto para la cabeza, pie y parte media

de la columna está dada por el corte (A_v) con 7.68 cm^2 , con 10 ramas @ 10cm en toda su altura. Para el sentido Y, la cuantía de la cabeza y pie de columna está dada por el confinamiento (A_{sh2}) con 13.14 cm^2 , y se necesitarían 18 ramas @ 10cm, y para la parte media de la columna la cuantía está dada por el corte (A_v) con 4.60 cm^2 , con 6 ramas @ 10cm por ser $L=0\text{cm}$. Verificándose así que la cuantía de acero de refuerzo transversal de la columna es insuficiente para resistir las solicitaciones a cortante.

FIGURA 3.60 REFUERZO TRANSVERSAL SEGÚN CÁLCULOS REALIZADOS.



ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

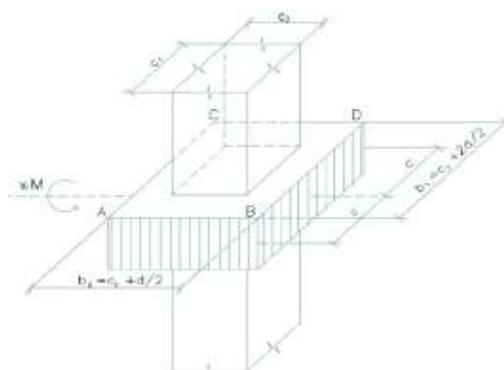
3.3.3.4 Chequeo de la conexión Losa – Columna (Punzonamiento)

Este chequeo es imprescindible realizarlo para estructuras con vigas banda, y ese es precisamente el caso en estudio de este proyecto de titulación. Por lo tanto se debe considerar todo lo estipulado en el código ACI-318, en la sección 11.12, y además se tomará en cuenta el módulo desarrollado por el Msc. Ing. Patricio Placencia, en el documento de “DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS CON VIGAS BANDA”, en donde se estipulan dos requisitos que son de suma importancia para cumplirse que las rótulas plásticas se formen en las conexiones extremas de las vigas banda con las columnas, que sería lo mejor para un eficiente funcionamiento y serviciabilidad de la estructura. Estos requisitos son los siguientes:

- Columna Fuerte – Losa Débil.
- Losa Fuerte a Corte y Punzonamiento – Losa Débil en Flexión.

Los esfuerzos de punzonamiento se producen cuando las cargas a gravedad o cargas por sismo provocan la transferencia de momentos no equilibrados o momentos desestabilizadores entre una losa y una columna. Un porcentaje se transfiere por flexión y el remanente de esos momentos se transmite por excentricidad del cortante alrededor del centroide de la sección crítica que hace que aumenten considerablemente.

FIGURA 3. 61 NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DEL PUNZONAMIENTO DE LOSAS PARA UNA COLUMNA INTERNA.



FUENTE: Diseño sismorresistente de edificios con vigas banda, Msc. Ing. Patricio Placencia, 1999.

Se muestra el esquema de momentos desbalanceados en una conexión interna.

FIGURA 3. 62 ESQUEMA DE MOMENTOS DESBALANCEADOS POR CARGA VERTICAL.

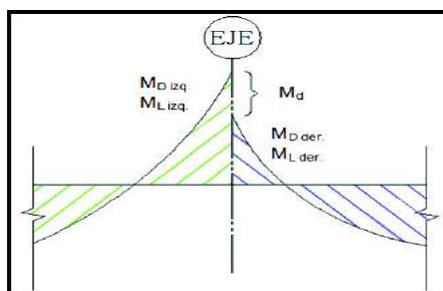
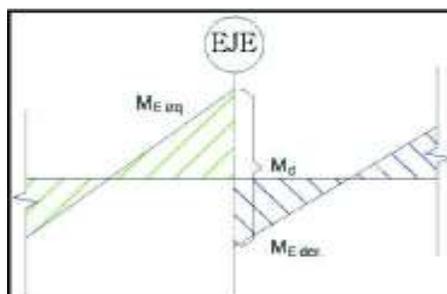


FIGURA 3. 63 ESQUEMA DE MOMENTOS DESBALANCEADOS POR CARGA SÍSMICA.



ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Ahora se detallarán las fórmulas a usarse en los cálculos del punzonamiento en losas, obtenidas tanto del módulo de “Diseño sismo resistente de edificios con vigas banda”, del Msc. Ing. Patricio Placencia (1999), como del ACI 318-95.

- Columna interna:
 - Área del hormigón de la sección crítica.

$$A_c = 2 * (b_1 + b_2) * d$$

- Módulo resistente de la sección crítica.

$$\frac{J}{c} = \frac{J}{c'} = \frac{[b_1 * d * (b_1 + 3 * b_2) + d^3]}{3}$$

En donde:

$$c = c' = \frac{b_1}{2}$$

- Transferencia de momento desbalanceado (Md) por flexión:

Una parte del momento desbalanceado, será resistido por la armadura de la losa colocada en un ancho $c_2 + 1.5 * h_{izq} + 1.5 * h_{der}$, según lo del ACI 318 – 95, sección 13.5.3.2.

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

En donde:

γ_f = porcentaje del momento que se transmite por flexión.

c_1 = ancho de columna en L₁.

c_2 = ancho de columna en L₂.

d = distancia de la fibra más extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo en tracción.

h = espesor de la losa.

Se debe cumplir que:

$$\phi M_n \geq \gamma_f * M_d$$

En donde:

$$\phi M_n = 0.9 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Nota: A_s en el ancho indicado.

- Transferencia de momento desbalanceado (M_d) por corte excéntrico:

Lo restante del momento desbalanceado se considera que es transmitido por corte excéntrico. (ACI 318 – 95; 11.12.6.1).

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

En donde:

γ_v = porcentaje del momento que se transmite por corte excéntrico.

γ_f = porcentaje del momento que se transmite por flexión.

Se debe cumplir que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

V_u = Fuerza de corte directo.

V_n = esfuerzo nominal admisible de corte.

En donde, según ACI 318-95, sección 11.12.6.2.

$$V_{u_{AB}} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v * M_d}{\frac{J}{c}}$$

$$V_{u_{CD}} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v * M_d}{\frac{J}{c'}}$$

V_u = Fuerza de corte directo.

A_c = Área de hormigón corte: $b_o * d$: sección crítica a $d/2$.

J/c = Módulo resistente de la sección crítica.

Cuando el punzonamiento es resistido solo por el hormigón, se tiene en el ACI 318 – 95, sección 11.12.6.2:

$$\phi V_n = \frac{\phi V_c}{b_o * d}$$

En losas que no tienen estribos, el V_c debe ser el mínimo valor entre estas tres ecuaciones, “Diseño sismorresistente de edificios con vigas banda”, Msc. Ing. Patricio Placencia, (1999):

$$V_{c_1} = 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{c_2} = 0.53 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 1\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_{c_3} = 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

β_c = relación entre lado largo y lado corto de la columna.

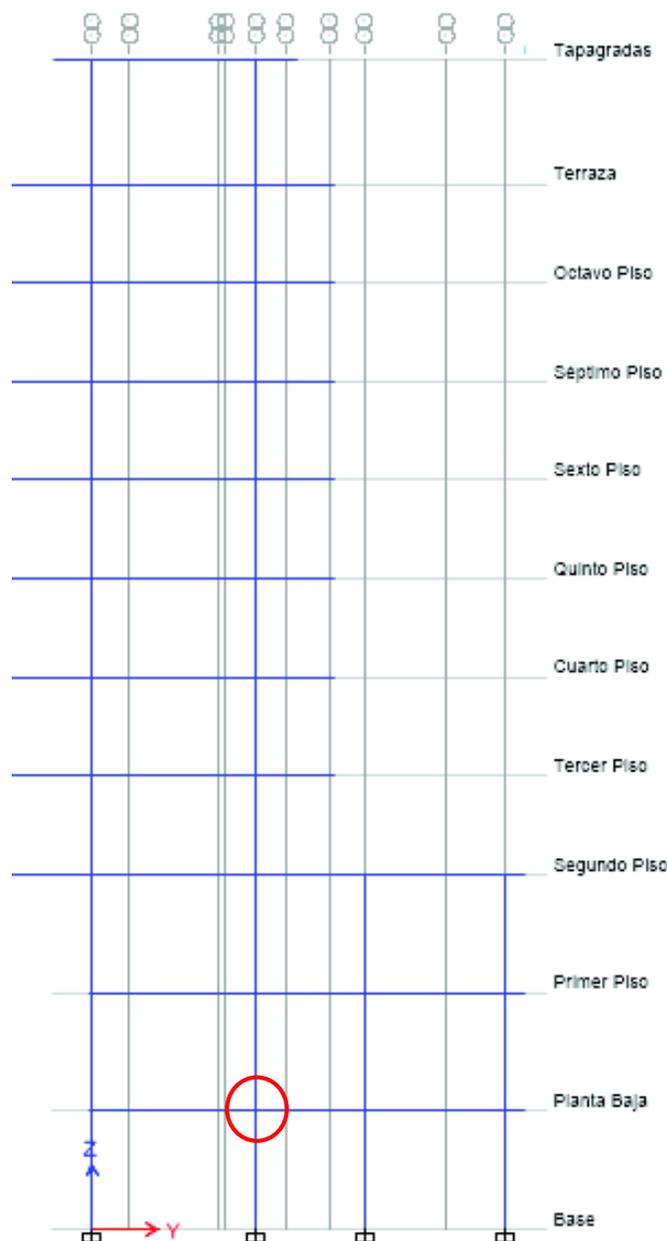
α_s = 20 para columnas internas, 15 para columnas exteriores y 10 para columnas esquineras.

Cuando el punzonamiento es resistido por el hormigón más el acero de refuerzo a corte, tenemos que:

$$\phi V_n \leq \phi * 1.59 * \sqrt{f'_c}$$

En donde el ACI 318 – 95, sección 11.12.6.2, que:

$$V_u \leq \phi V_n = \frac{\phi(V_c + V_s)}{b_o * d}$$

FIGURA 3.65 CONEXIÓN LOSA-COLUMNA A CHEQUEARSE EN ELEVACIÓN

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

A continuación se muestran los cálculos realizados para el chequeo de la conexión losa – columna, ya señalada en las figuras anteriores, bajo la guía del módulo del Msc. Ing. Patricio Placencia, “Diseño Sismorresistente de edificio con vigas banda”, 1999 y el ACI 318 – 95.

Solo se realiza el chequeo de una sección porque según el mismo ACI utilizado, para losas de peralte uniforme es suficiente verificar el cortante en una sección.

TABLA 3. 26 SOLICITACIONES CONEXIÓN LOSA–COLUMNA 4-E (ETABS).

PÓRTECO 4 (Nv. + 5.09)

MOMENTOS

	A	E		H	J		
D	0,24	22,59	12,26	10,39	21,91	15,97	2,53
L	0,11	8,45	2,58	2,31	4,56	3,20	0,50
Ex		34,30		30,53		26,95	
Ey		5,57		3,81		3,19	
	6,80		6,74		2,95		
	40,32		54,78		19,66		

MOMENTOS MAYORADOS

	A	E		H	J		
Mu	0,46	40,63	18,84	16,16	33,59	24,28	3,84
Ex		34,30		30,53		26,95	
Ey		5,57		3,81		3,19	
	6,80		6,74		2,95		
	40,32		54,78		19,66		

CORTE

	A	E		H	J		
D		27,70		25,79		36,37	
L		10,27		5,37		7,19	
Ex	3,23	2,44	2,30	2,67	2,42	0,73	0
Ey	14,91	13,97	26,22	25,53	11,07	11,19	
	45,03		14,24		41,49		4,26
	17,69		3,63		8,30		0,85
							0

CORTE MAYORADO

	A	E		H	J		
Vu	82,34	49,67	22,90	39,54	63,07	55,15	6,47
Ex	3,23	2,44	2,30	2,67	2,42	0,73	0
Ey	14,91	13,97	26,22	25,53	11,07	11,19	
							0

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

TABLA 3. 27 DATOS CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).

DATOS		
Bv =	160	cm
Hv =	55	cm
Recub. =	2.5	cm
d =	52.5	cm
Bc (c1) =	60	cm
Hc (c2) =	225	cm
f'c =	280	kg/cm ²
fy =	4200	kg/cm ²

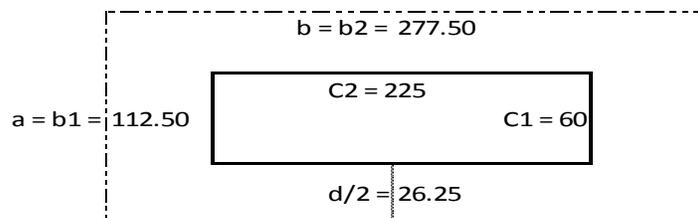
ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

TABLA 3. 28 CÁLCULOS DE TRANSFERENCIA POR FLEXIÓN, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).

$\gamma_f =$	0,70		
Md =	21,79	Tm	
$\gamma_f * Md =$	15,30	Tm	
Ancho =	390	cm	
As en 390 cm =	6	Φ	2.22 cm
	6	Φ	1.91 cm
	40,42	cm ²	
$\Phi Mn =$	$0.9 * As * fy * (d - a/2)$		
	78,81	Tm	
$\Phi Mn = 78,81 Tm$	>	$\gamma_f * Md = 15,30 Tm$	
$\Phi Mn > \gamma_f * Md \rightarrow$ Sí cumple pasado			19%

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Por lo tanto la conexión losa – columna si tiene la capacidad de transferir la flexión, pues el momento nominal de la conexión supera en 19% al momento que se le transfiere por flexión.

TABLA 3. 29 DATOS Y CÁLCULOS PARA PUNZONAMIENTO POR CORTE EXCÉNTRICO, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).


Mu vertical desbalanceado =	21,79	Tm	
Vu vertical desbalanceado =	26,78	T	
Mu sísmo desbalanceado =	89,08	Tm	(Sy)
Vu sísmo desbalanceado =	12,25	T	(Sy)
Ac =	40950	cm ²	
J/c = J/c' =	1908703	cm ³	
$\gamma_v =$	0,30		

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

TABLA 3. 30 CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR CARGA VERTICAL, PARA CORTE EXCÉNTRICO, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).

$Mu_{\text{vertical desbalanceado}} =$	21,79	Tm
$Vu_{\text{vertical desbalanceado}} =$	26,78	T
$Vu_{AB} =$	9,94	T/m^2
$Vu_{CD} =$	3,14	T/m^2
$\beta_c =$	3,75	
$bo =$	780	cm
Tipo de columna =	Interna	
$\alpha_s =$	20	
$V_{C1} =$	556,86	T
$V_{C2} =$	852,05	T
$V_{C3} =$	726,34	T
$V_{\text{mín}} = V_{C1} =$	556,86	T
$\Phi V_n =$	115,59	T/m^2
$Vu_{AB} < \Phi V_n \rightarrow OK$		
$Vu_{CD} < \Phi V_n \rightarrow OK$		
Por lo tanto, el hormigón es capaz de resistir por sí solo las solicitaciones, sin estribos.		

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Solicitaciones por sismo (por cálculo):

Este cálculo es realizado con los momentos y cortantes desbalanceados que provoca el sismo al que fue sometida la estructura.

TABLA 3. 31 CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR SISMO (POR CÁLCULO), EN LA CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).

$Mu_{\text{sismo desbalanceado}} =$	89,08	Tm
$Vu_{\text{sismo desbalanceado}} =$	12,25	T
$Vu_{AB \text{ máx}} =$	16,90	T/m^2
$Vu_{CD \text{ mín}} =$	-10,92	T/m^2
$\Phi V_n =$	115,59	T/m^2
$Vu_{AB} < \Phi V_n \rightarrow OK$		
$Vu_{CD} < \Phi V_n \rightarrow OK$		
Por lo tanto, el hormigón es capaz de resistir por sí solo las solicitaciones, sin estribos.		

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Solicitaciones por sismo (por capacidad):

Para estos cálculos, los momentos desbalanceados a usarse son los que se obtienen por medio de los momentos que se producen por la capacidad a flexión de la sección, dados por el acero de refuerzo existente en un ancho efectivo que involucra al nervio central (viga banda) y una parte de la losa.

Se muestran a continuación los cálculos para el chequeo de los momentos por capacidad a flexión de la conexión losa – columna.

FIGURA 3. 66 MOMENTOS POR CAPACIDAD, CONEXIÓN LOSA-COLUMNNA.

$$M_2 = A_{s1} \cdot f_y \cdot 1.25 \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_1 = A_{s2} \cdot f_y \cdot 1.25 \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y + 1.25}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

TABLA 3. 32 CÁLCULOS DE SOLICITACIONES POR SISMO (POR CAPACIDAD), EN LA CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).

Ancho crítico =	Nervio central (160 cm) y nervios transversales			
$C_2 + 1.5 \cdot h_{lq} + 1.5 \cdot h_{der} =$	390	cm		
$A_{s1} =$	6	Φ	2.22 cm	Nervio central
	23,22	cm ²		
$A_{s2} =$	6	Φ	1.91 cm	Nervio central
	17,19	cm ²		
b (compresión) =	160	cm	Nervio central	
$M_1 =$	62,90	Tm		
$M_2 =$	46,56	Tm		
$M_{u_d} =$	109,46	Tm		
$V_{u_d} =$	12,25	T		
$V_{u_{AB \text{ máx}}} =$	20,08	T/m ²		
$V_{u_{CD \text{ mín}}} =$	-14,10	T/m ²		
$\Phi V_n =$	115,59	T/m ²		
$V_{u_{AB}} < \Phi V_n \text{ --> OK}$				
$V_{u_{CD}} < \Phi V_n \text{ --> OK}$				
Por lo tanto, el hormigón es capaz de resistir por sí solo las solicitaciones, sin estribos.				

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Este cálculo demuestra que la sección crítica de hormigón en la conexión analizada, está en la capacidad de soportar los esfuerzos producidos por los momentos que se generan debido al acero longitudinal de la sección efectiva.

Demostrándose así, que en todos los chequeos realizados la sección crítica de hormigón es capaz por sí sola de resistir los esfuerzos de cortante y momentos desbalanceados, que se generan en la conexión tanto por solicitación como por sismo, y más la contribución del acero de refuerzo existente en la sección crítica, la conexión losa – columna analizada no sufrirá problemas por punzonamiento.

3.3.3.5 Ubicación de la rótula plástica

En este tipo de estructuras se debe comprobar que la formación de las rótulas plásticas se presente en los extremos de las vigas banda, y así se pueda disipar energía en dichas zonas, por lo cual se realiza este chequeo.

El ACI 318 – 95, en la sección 21.4.2.2, para hacer que se cumpla lo expuesto sobre las rótulas plásticas, establece que las columnas deben tener mayor capacidad a flexión que las vigas, mediante la siguiente fórmula:

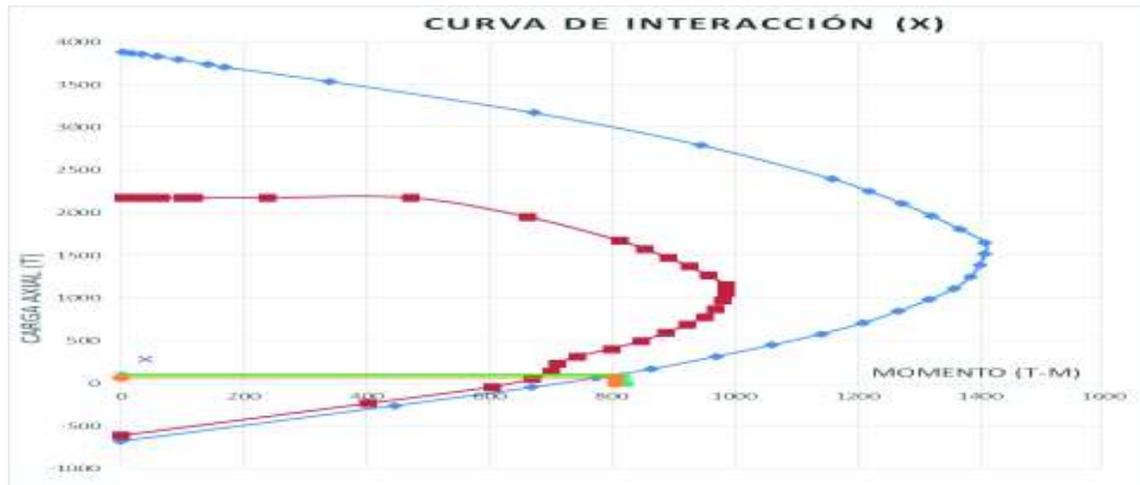
$$\sum M_c \geq 1.2 * \sum M_v$$

Los momentos nominales de la columna se obtendrán de la curva nominal de interacción axial, usando la carga axial mínima que puede soportar la columna, expresada en la siguiente fórmula (Msc. Ing. Patricio Placencia, asignatura “Hormigón III, EPN):

$$P_{mín} = P_D - P_S$$

A continuación se presentan los cálculos realizados, bajo el procedimiento descrito, para obtener la ubicación de la rótula plástica:

FIGURA 3. 67 GRÁFICO DE MOMENTOS NOMINALES CONEXIÓN 4-E, CON CARGA MÍNIMA EN CURVA DE INTERACCIÓN AXIAL SENTIDO X, COLUMNA HEXAGONAL.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

TABLA 3. 33 CÁLCULOS DE LA UBICACIÓN DE RÓTULA PLÁSTICA, CONEXIÓN INTERNA LOSA – COLUMNA (4-E).

Capacidad a flexión de la columna

16 Φ 1-3/8 "

	P_D	P_{SY}	$P_{MÍN}$	M_n
Piso 1	581	479	102	825
Piso 2	528	456	72	804

$b = 30 \text{ cm}$

$h = 225 \text{ cm}$

M_{xx}

$\sum M_c =$ 1629 Tm

Capacidad a flexión de las vigas

$M_1 =$	104,07	Tm
$M_2 =$	101,45	Tm
$\sum M_v =$	205,52	Tm
$1.2 * \sum M_v =$	246,62	Tm
$\sum M_c / \sum M_v =$	7,93	

$\sum M_c > 1.2 * \sum M_v \rightarrow \text{OK}$

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

En los cálculos realizados se puede observar que la capacidad a flexión de las columnas es mayor en casi 8 veces a la de las vigas. Esta alta relación se debe a que los momentos que se generan en las vigas son bajos en comparación a los de las columnas porque la cuantía de acero en la conexión, está alrededor de un 0.90% aproximadamente de su sección transversal.

Por tanto, se puede asumir que las rótulas plásticas se formarán en los extremos de las vigas, aunque esto no se asegura del todo, según el ACI 318-95, C21.4.2.

3.3.3.6 Chequeo del esfuerzo admisible (Cimentación)

La cimentación de este edificio consta de grandes vigas de cimentación para todas sus columnas, a excepción de sus tres columnas posteriores que nacen de zapatas aisladas. Para chequear la cimentación es necesario que ésta se encuentre apoyada sobre resortes, los mismos que tendrán una rigidez dependiendo del coeficiente de balasto que se tenga, el cual es 17.22 kg/cm^3 , obtenido de la tesis de Rodrigo Vascones, para una placa de carga de 60cm.

Por recomendaciones, (Ing. Patricio Placencia, Ing. Jorge Valverde, Ing. Jorge Vintimilla) el uso de una viga de cimentación, con cadenas de amarre y hormigón ciclópeo, ayuda en un determinado porcentaje a absorber esfuerzos de corte y momento, provocando que se disminuyan las acciones sobre las zapatas, y así se uniformiza el diagrama de presiones de contacto y disminuir su valor máximo. Los esfuerzos producidos en el suelo, no deben ser mayores que el esfuerzo admisible del mismo. Para nuestro caso tenemos un esfuerzo admisible alrededor de 20 T/m^2 , como se señaló en la sección 3.1.3. Esta ecuación debe cumplirse bajo condiciones de cargas de servicio.

$$\sigma_{adm} \geq \Delta m_{\text{máx}_{D+L}} * K_{\text{balasto}}$$

Entonces se obtienen los valores de deformación máxima en el pie de columnas, debido a las cargas muerta y viva, ambas sin mayorar, luego se multiplican por el coeficiente de balasto, para obtener el esfuerzo máximo producido en el suelo. Cuando se le adicionan a las cargas de servicio (muerta y viva), el efecto de cargas sísmicas en las direcciones X y Y ($D + L \pm E_x$; $D + L \pm E_y$), el esfuerzo admisible se lo puede incrementar hasta un 33.3% (Msc. Ing. Patricio Placencia).

$$1.33 * \sigma_{adm} \geq \Delta m_{\text{máx}_{D+L+E}} * K_{\text{balasto}}$$

Entonces se procede de la manera ya expresada anteriormente, para obtener el esfuerzo máximo producido en el suelo, debido a cargas sísmicas y de servicio.

TABLA 3. 34 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA CARGAS DE SERVICIO (D + L).

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A D + L (m)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		0,00064	0,000872			
4	0,00049			0,000738	0,00045	0,000498
7	0,00035			0,000707	0,000466	0,000547
8		0,00057	0,000812		0,000288	0,000145
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m ²)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		11,0208	15,0158			
4	8,4378			12,708	7,749	8,5756
7	6,027			12,1745	8,0245	9,4193
8		9,8154	13,9826		4,9594	2,4969
COMPROBACIÓN $\sigma_{adm} \geq \sigma_{m\acute{a}x}$						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		Ok	Ok			
4	Ok			Ok	Ok	Ok
7	Ok			Ok	Ok	Ok
8		Ok	Ok		Ok	Ok

TABLA 3. 35 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA CARGAS DE SERVICIO Y SISMO EN X (D + L ± Ex).

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A D + L + Ex (m)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		0,000724	0,000874			
4	0,000843			0,000898	0,00025	0,000498
7	0,000796			0,000977	0,000566	0,000347
8		0,000737	0,000772		0,000388	0,000445
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m ²)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		12,4673	15,05			
4	14,5165			15,4636	4,305	8,5756
7	13,707			16,8239	9,7465	5,975
8		12,6911	13,2938		6,681	7,6629
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{m\acute{a}x}$						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		Ok	Ok			
4	Ok			Ok	Ok	Ok
7	Ok			Ok	Ok	Ok
8		Ok	Ok		Ok	Ok

TABLA 3. 36 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA CARGAS DE SERVICIO Y SISMO EN Y (D + L ± Ey).

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A D + L + Ey (m)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		0,000987	0,00102			
4	0,000709			0,000882	0,000355	0,000385
7	0,000802			0,000864	0,000576	0,00051
8		0,000861	0,000991		0,0005	0,00044
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m ²)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		16,996	17,564			
4	12,209			15,188	6,1131	6,6297
7	13,81			14,8781	9,9187	8,782
8		14,8264	17,065		8,61	7,5768
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{m\acute{a}x}$						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		Ok	Ok			
4	Ok			Ok	Ok	Ok
7	Ok			Ok	Ok	Ok
8		Ok	Ok		Ok	Ok

3.3.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL: LOSA – VIGA BANDA – COLUMNA

En este análisis se considerará a la estructura globalmente, con todos sus elementos estructurales, incluyendo los muros de ascensor y de la escalera del rectorado, y excluyendo a la mampostería, para obtener el comportamiento sísmico más aproximado a la realidad de la estructura.

3.3.4.1 Modelación del Edificio

La modelación de un edificio es una reproducción idealizada del mismo, a través de un programa computacional, del cual se espera que sea lo más cercano a la realidad física de la estructura. Existen muchos programas para dichas modelaciones, pero para el estudio de ésta edificación se optó por el programa, ETABS, el mismo que fue creado para el diseño de edificios específicamente, y cuyos resultados tienen buena credibilidad en nuestro medio.

Definición de Materiales

El material utilizado en la construcción de éste edificio es el hormigón armado, la resistencia a compresión del hormigón se determinó en la sección 3.1.4.1, con la prueba del martillo esclerométrico, y la resistencia a fluencia del acero de refuerzo también fue determinada en la sección 3.1.4.3.

FIGURA 3. 68 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL HORMIGÓN.

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2.4 tonf/m ³
Mass per Unit Volume	0.244732 tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2258982.07 tonf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	941242.53 tonf/m ²

FIGURA 3. 69 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO DE REFUERZO.

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	7.85 tonf/m ³
Mass per Unit Volume	0.800477 tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	20389019.16 tonf/m ²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C

FUENTE: Etabs.

Definición de Secciones

Las secciones se definieron de la siguiente manera en el programa, y se siguió las consideraciones de la NEC_SE_DS. NEC 2015, en la sección 6.1.6, en donde menciona que para el caso de estructuras de hormigón armado, se deben utilizar valores de inercias agrietadas de los elementos estructurales de esta manera: 0.5 para vigas, 0.8 para columnas y 0.6 para muros estructurales.

FIGURA 3. 70 SECCIÓN COLUMNA.

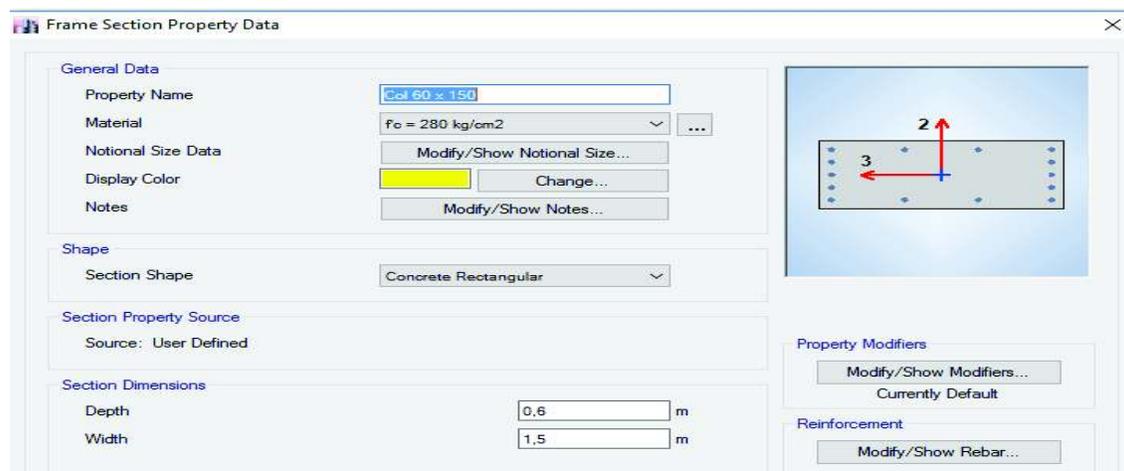


FIGURA 3. 71 SECCIÓN VIGA BANDA.

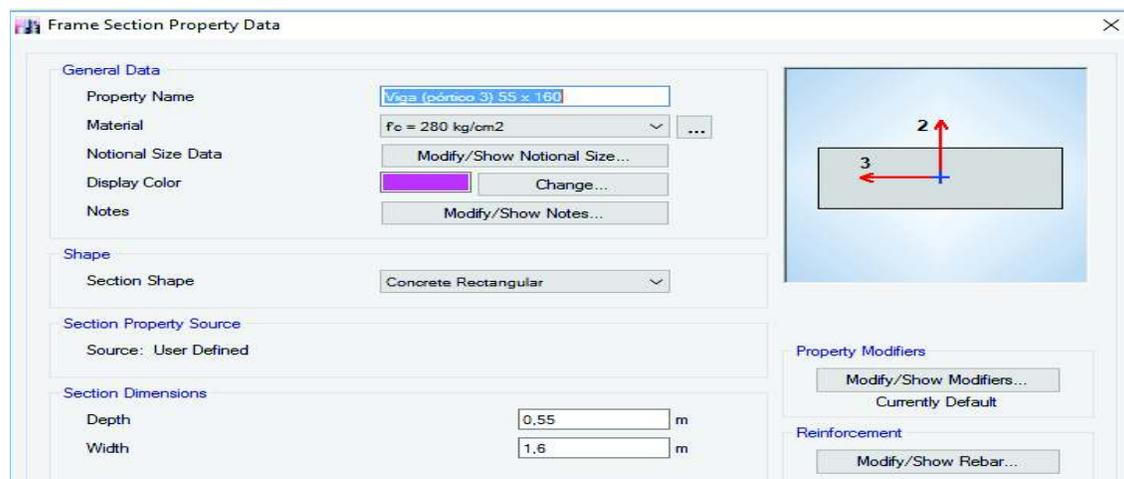
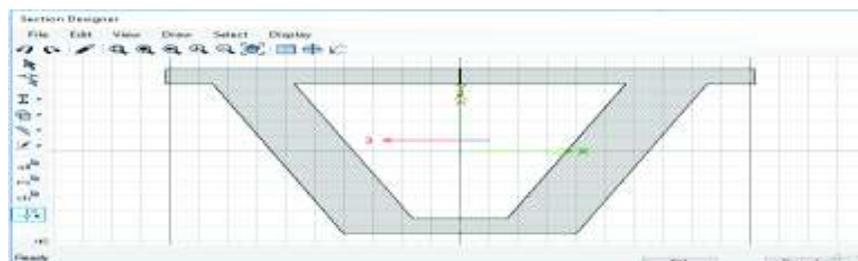
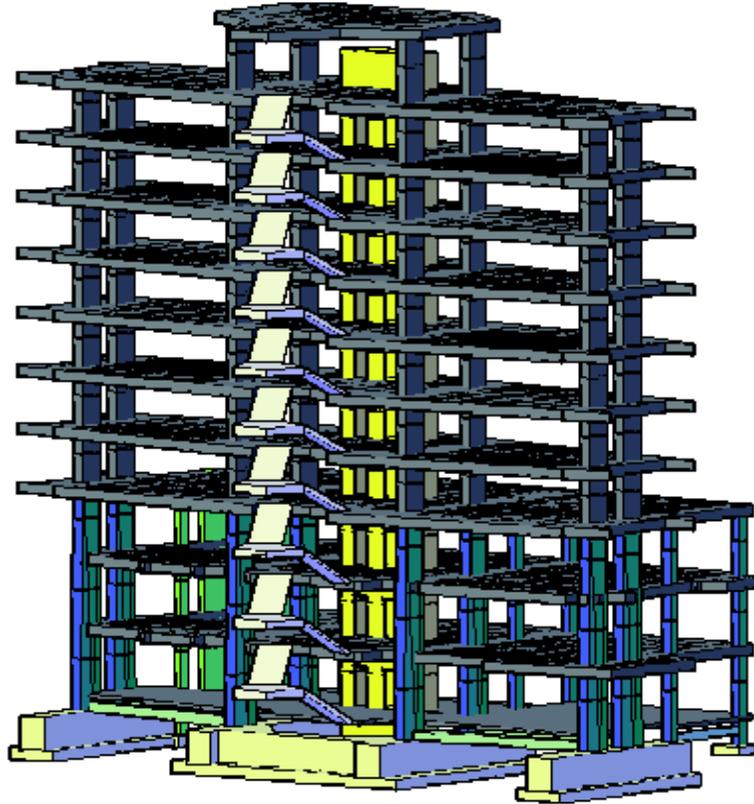


FIGURA 3. 72 SECCIÓN NERVIOS Y LOSETA.



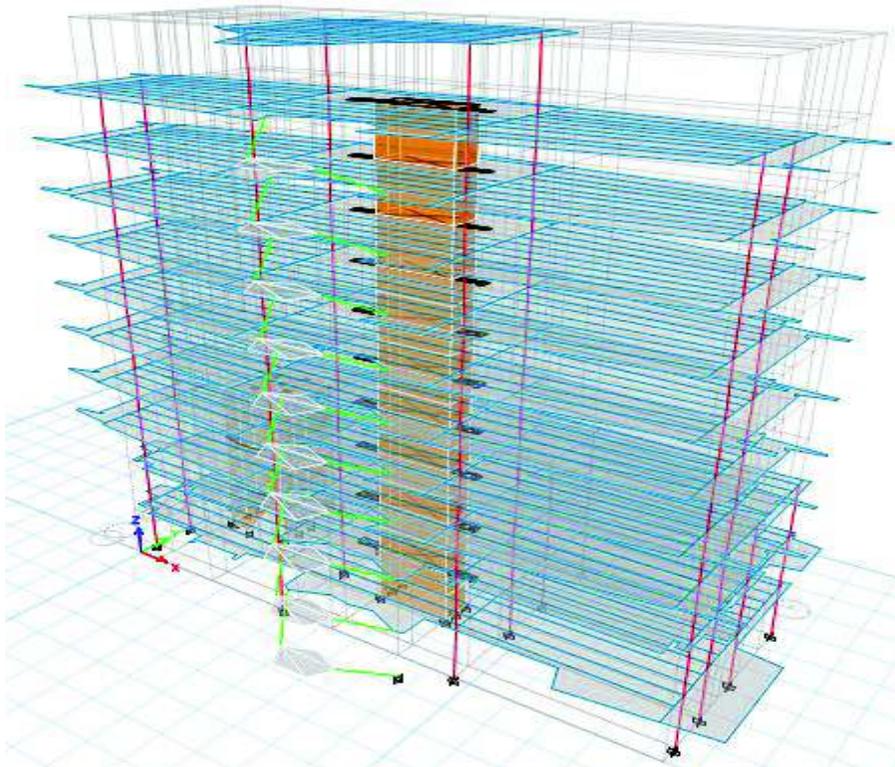
FUENTE: Etabs.

FIGURA 3. 73 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN AUTOCAD.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 3. 74 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ETABS.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Comprobación de carga vertical

Para asegurarnos que el modelo del edificio en el programa está sujeto a la realidad, realizaremos una comprobación del peso de carga muerta y viva calculada manualmente con la calculada con el programa ETABS. Para esto se mostrarán las tablas del programa con los pesos respectivos:

TABLA 3. 37 CARGA MUERTA, ELEMENTOS ESTRUCTURALES (ETABS).

Story	Element Type	Material	Total Weight tonf	Floor Area m ²	Unit Weight tonf/m ²
Tapagradas	Column	f'c = 280 kg/cm ²	37,152	157,79	0,2354
Tapagradas	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	67,04564	157,79	0,4249
Terraza	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	391,36	0,1501
Terraza	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	391,36	0,4678
Terraza	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	27,336	391,36	0,0698
Terraza	Floor	f'c = 280 kg/cm ²	6,40166	391,36	0,0164
Octavo Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	391,36	0,1501
Octavo Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	391,36	0,4678
Octavo Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	27,336	391,36	0,0698
Octavo Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm ²	6,40166	391,36	0,0164
Séptimo Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	391,36	0,1501
Séptimo Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	391,36	0,4678
Séptimo Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	27,336	391,36	0,0698
Séptimo Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm ²	6,40166	391,36	0,0164
Sexto Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	391,36	0,1501
Sexto Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	391,36	0,4678
Sexto Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	27,336	391,36	0,0698
Sexto Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm ²	6,40166	391,36	0,0164
Quinto Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	391,36	0,1501
Quinto Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	391,36	0,4678
Quinto Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	27,336	391,36	0,0698
Quinto Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm ²	6,40166	391,36	0,0164
Cuarto Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	391,36	0,1501
Cuarto Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	391,36	0,4678
Cuarto Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	27,336	391,36	0,0698
Cuarto Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm ²	6,40166	391,36	0,0164
Tercer Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	391,36	0,1501
Tercer Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	391,36	0,4678
Tercer Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	27,336	391,36	0,0698
Tercer Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm ²	6,40166	391,36	0,0164
Segundo Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	123,3792	627,52	0,1966
Segundo Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	312,49035	627,52	0,498
Segundo Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	55,73114	627,52	0,0888
Segundo Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm ²	9,10813	627,52	0,0145
Primer Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	123,3792	551,44	0,2237
Primer Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	280,13724	551,44	0,508
Primer Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	55,73114	551,44	0,1011
Primer Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm ²	6,1056	551,44	0,0111
Planta Baja	Column	f'c = 280 kg/cm ²	123,3792	572,01	0,2157
Planta Baja	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	280,73262	572,01	0,4908
Planta Baja	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	55,73114	572,01	0,0974
Planta Baja	Floor	f'c = 280 kg/cm ²	6,1056	572,01	0,0107
SUM	Column	f'c = 280 kg/cm ²	818,5536	4648,31	0,1761
SUM	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	2222,0402	4648,31	0,478
SUM	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	358,54542	4648,31	0,0771
SUM	Floor	f'c = 280 kg/cm ²	66,13097	4648,31	0,0142
TOTAL	ALL	ALL	3465,27019	4648,31	0,7455

FUENTE: Etabs.

La carga muerta de elementos estructurales tales como: columnas, vigas banda, losas y muros, manualmente se determinó un valor de $W_{Mest} = 0.78 \text{ T/m}^2$ con un área total de $4.480,96 \text{ m}^2$, da un peso de $D = 3.495,15 \text{ T}$, (sección 3.2.2.1), y lo calculado por el programa da un valor de $3.465,27 \text{ T}$, lo que nos da un error del $\pm 0,85 \%$, lo cual es aceptable para seguir adelante con el modelo.

La siguiente tabla mostrará los valores de carga muerta total y carga viva calculadas por el programa ETABS.

TABLA 3. 38 CARGA MUERTA Y VIVA DE LA ESTRUCTURA (ETABS).

Load Case/Comb	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
o	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Dead	-6,06E-06	0	3539,4525	14932,9118	-64298,8272	-3,99E-05
Live	-5,60E-06	0	1224,5164	4466,6948	-22568,1208	-3,72E-05
SDead	-1,24E-05	0	5498,2704	24825,9922	-100797,002	-0,0001

FUENTE: Etabs.

Las cargas solamente estructurales, más las sobrecargas por enlucido, paredes, acabados e instalaciones y escaleras, manualmente se determinó un valor total de $W_M = 2.05 \text{ T/m}^2$, con un área total de $4.480,96 \text{ m}^2$, da un peso de $D = 9.185,97 \text{ T}$, (sección 3.2.2.1), y lo calculado por el programa es: la carga muerta estructural de Dead = $3.539,45 \text{ T}$, y la sobrecarga ya mencionada SDead = $5.498,27 \text{ T}$, obteniéndose un valor de $9.037,72 \text{ T}$, es decir que se tiene error del $\pm 1,61 \%$, lo cual es aceptable.

En cuanto a la carga viva, manualmente se calculó un valor de $L = 1.229,64 \text{ T}$ (sección 3.2.2.2), y el programa calculó un valor de $L = 1.224,51 \text{ T}$, teniendo un error de $\pm 0,42 \%$, siendo casi nulo el error.

Con los resultados expuestos se puede ver que los porcentajes de error de los cálculos hechos a mano y los realizados por el programa son bastante pequeños, es decir, que se encuentran en un rango de error muy aceptable, con lo que se puede continuar con la modelación de la edificación y los cálculos pertinentes para la obtención de su diagnóstico final.

A continuación, se procede a analizar la estructura en estudio, mediante el desarrollo de los métodos estático y dinámico.

3.3.4.2 Análisis: Método Estático Lineal

Todas las estructuras deben obligatoriamente tener como mínimo este análisis en sus estudios, el consiste en comprobar que el corte que se produce en la base de la estructura, sea igual o parecido al corte basal mínimo calculado mediante fórmulas basadas en su configuración estructural y características de la zona donde se encuentra la edificación, para lo cual obtuvimos un corte basal de 1.828,12 T que representa un 19,90% para la dirección X, y 2.181,95 T que equivale un 23,75% para la dirección Y, descrito en la sección 3.2.2.3, porcentajes que serán utilizados como coeficientes para calcular el cortante basal en el programa Etabs como se muestra en las figuras siguientes:

FIGURA 3. 75 COEFICIENTE CORTE BASAL, DIRECCIÓN X (ETABS).

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. Under 'Direction and Eccentricity', the 'X Dir + Eccentricity' checkbox is checked. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. Under 'Factors', the 'Base Shear Coefficient, C' is 0.178901 and the 'Building Height Exp., K' is 1.4182. The 'Story Range' is set from 'Tapagradas' to 'Base'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

FIGURA 3. 76 COEFICIENTE CORTE BASAL, DIRECCIÓN Y (ETABS).

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. Under 'Direction and Eccentricity', the 'Y Dir - Eccentricity' checkbox is checked. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. Under 'Factors', the 'Base Shear Coefficient, C' is 0.213513 and the 'Building Height Exp., K' is 1.317. The 'Story Range' is set from 'Tapagradas' to 'Base'. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

En la siguiente tabla se presenta el corte basal calculado por el programa Etabs:

TABLA 3. 39 CORTANTE BASAL EN LAS DIRECCIONES X y Y.

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Ex	Seismic	X + Ecc. Y	5	Tapagradas	Base	0,178901	1,4182	10242,4785	1832,3896
Ey	Seismic	Y - Ecc. X	5	Tapagradas	Base	0,213513	1,317	10242,4785	2186,8972

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Según lo señalado en la sección 3.2.2.3 el cortante basal determinado manualmente, en la dirección X tiene un valor de 1.828,12 T, y lo obtenido por medio del programa Etabs, nos da un valor de 1.832,39 T, dando un **0.23%** de error, mientras que para la dirección Y, manualmente se tiene un valor de 2.181,95 T, y lo obtenido por el programa Etabs, nos da un valor 2.186,90 T, dando un **0.23%** de error también, lo cual es bastante aceptable.

Estos casi despreciables porcentajes de error, se deben a que los cálculos de todos los pesos estructurales tomados a consideración en el edificio, realizados manualmente, son bastante eficientes, puesto que el programa los corrobora, y así se puede garantizar estar en concordancia con ambas formas de verificación de cálculos que se realicen para el estudio de una edificación.

A continuación se muestran las tablas correspondientes a las fuerzas laterales estáticas por piso tanto del cálculo manual como las obtenidas por el programa.

TABLA 3. 40 FUERZAS LATERALES POR PISO, MÉTODO ESTÁTICO (X).

PISOS	H (m)	hi (m)	Wi (t)	Wi*hi^k (t m)	Fx (t)	ETABS	
						Fx (Acum)	Fx (t)
TAPAGRADAS	4,30	40,34	311,82	59042,53	156,81	37,38	37,38
TERRAZA	3,40	36,04	773,41	124807,16	331,47	304,06	266,68
OCTAVO PISO	3,40	32,64	773,41	108444,56	288,01	570,43	266,37
SÉPTIMO PISO	3,40	29,24	773,41	92780,44	246,41	809,05	238,62
SEXTO PISO	3,40	25,84	773,41	77861,10	206,79	1019,93	210,88
QUINTO PISO	3,40	22,44	773,41	63742,33	169,29	1203,06	183,13
CUARTO PISO	3,40	19,04	773,41	50492,98	134,10	1358,44	155,38
TERCER PISO	3,40	15,64	773,41	38200,92	101,46	1486,08	127,64
SEGUNDO PISO	4,08	12,24	1240,14	43267,71	114,91	1675,11	189,03
PRIMER PISO	4,08	8,16	1089,76	21393,81	56,82	1775,40	100,29
PLANTA BAJA	4,08	4,08	1130,41	8303,72	22,05	1828,11	52,70
			9185,97	688337,26	1828,12		1828,11

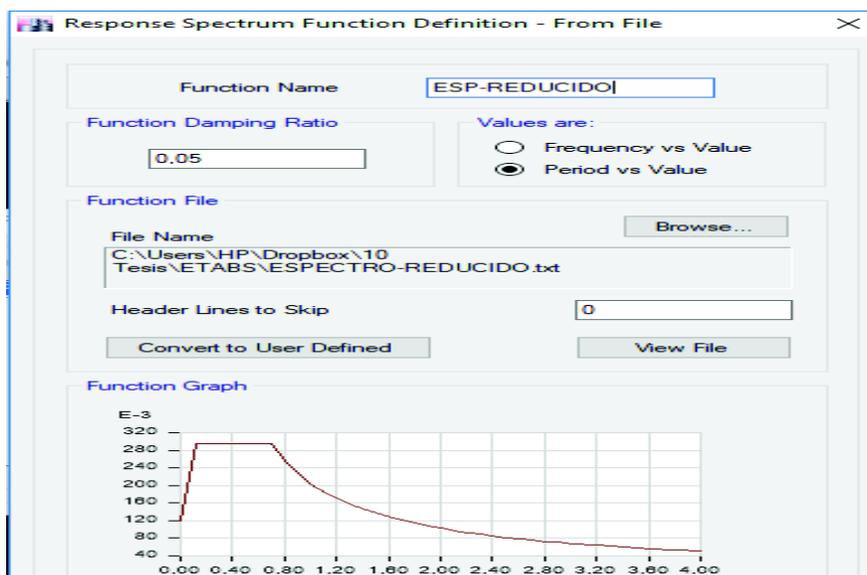
TABLA 3. 41 FUERZAS LATERALES POR PISO, MÉTODO ESTÁTICO (Y).

PISOS	H (m)	hi (m)	Wi (t)	Wi*hi^k (t m)	Fy (t)	ETABS	
						Fy (Acum)	Fy (t)
TAPAGRADAS	4,30	40,34	311,82	40582,93	178,42	44,61	44,61
TERRAZA	3,40	36,04	773,41	86772,38	381,49	362,88	318,28
OCTAVO PISO	3,40	32,64	773,41	76157,65	334,82	680,79	317,91
SÉPTIMO PISO	3,40	29,24	773,41	65888,00	289,67	965,58	284,79
SEXTO PISO	3,40	25,84	773,41	55990,47	246,16	1217,25	251,67
QUINTO PISO	3,40	22,44	773,41	46497,99	204,42	1435,81	218,56
CUARTO PISO	3,40	19,04	773,41	37451,80	164,65	1621,26	185,44
TERCER PISO	3,40	15,64	773,41	28905,35	127,08	1773,59	152,33
SEGUNDO PISO	4,08	12,24	1240,14	33563,16	147,56	1999,19	225,60
PRIMER PISO	4,08	8,16	1089,76	17291,90	76,02	2118,89	119,70
PLANTA BAJA	4,08	4,08	1130,41	7200,32	31,66	2181,79	62,90
			9185,97	496301,95	2181,95		2181,79

ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

3.3.4.3 Análisis: Método Dinámico

Para este método, se introduce el espectro del sismo de diseño de la NEC-2015, en el programa Etabs como se muestra a continuación:

FIGURA 3. 77 ESPECTRO REDUCIDO EN EL PROGRAMA ETABS.

FUENTE: Etabs

Así, como el método estático, también se obtienen las fuerzas laterales por piso del método dinámico, y se comparan los resultados de las fuerzas laterales de cada método, en donde, las fuerzas dinámicas obtenidas según la NEC-15 no debe ser inferior al 85% de las fuerzas del método estático.

TABLA 3. 42 FUERZAS LATERALES POR PISO, MÉTODO DINÁMICO (X).**ESPECTRO EN X Máx**

PISOS	1 RA LECTURA		2 DA LECTURA		Fx est (t)	0.85Fx est (t)
	Fx din (Acum)	Fx din(t)	Fx din (Acum)	Fx din(t)		
TAPAGRADAS	49,49	49,49	56,49	56,49	37,38	31,77
TERRAZA	275,34	225,85	286,00	229,51	266,68	226,68
OCTAVO PISO	481,23	205,89	503,90	217,90	266,37	226,42
SÉPTIMO PISO	660,52	179,29	713,75	209,86	238,62	202,83
SEXTO PISO	795,19	134,67	875,07	161,31	210,88	179,25
QUINTO PISO	905,04	109,85	1009,51	134,44	183,13	155,66
CUARTO PISO	1008,73	103,69	1125,69	116,18	155,38	132,08
TERCER PISO	1103,95	95,22	1207,27	81,58	127,64	108,49
SEGUNDO PISO	1242,21	138,26	1350,26	142,99	189,03	160,68
PRIMER PISO	1358,31	116,10	1466,46	116,20	100,29	85,25
PLANTA BAJA	1401,78	43,47	1547,55	81,09	52,70	44,80
		1401,78		1547,55	1828,11	1522,12

TABLA 3. 43 FUERZAS LATERALES POR PISO, MÉTODO DINÁMICO (Y).**ESPECTRO EN Y Máx**

PISOS	1 ER LECTURA		2 DA LECTURA		Fy est (t)	0.85Fy est (t)
	Fy din (Acum)	Fy din(t)	Fy din (Acum)	Fy din(t)		
TAPAGRADAS	42,33	42,33	62,57	62,57	44,61	37,92
TERRAZA	333,97	291,64	371,19	308,62	318,28	270,54
OCTAVO PISO	590,73	256,76	658,22	287,03	317,91	270,22
SÉPTIMO PISO	773,44	182,72	915,44	257,23	284,79	242,07
SEXTO PISO	906,78	133,34	1109,92	194,48	251,67	213,92
QUINTO PISO	1010,78	104,00	1259,24	149,32	218,56	185,78
CUARTO PISO	1102,10	91,31	1368,90	109,65	185,44	157,63
TERCER PISO	1190,74	88,64	1465,01	96,12	152,33	129,48
SEGUNDO PISO	1329,01	138,27	1610,32	145,31	225,60	191,76
PRIMER PISO	1413,45	84,44	1707,64	97,32	119,70	101,74
PLANTA BAJA	1475,70	62,25	1800,90	93,26	62,90	53,47
		1475,70		1800,90	2181,79	1854,52

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Se utilizó un factor de corrección para la segunda lectura de las fuerzas dinámicas mediante el programa Etabs, y así obtener las fuerzas laterales más cercanas a lo que se debe cumplir según la norma. Por ello tenemos para el 0,85 del corte basal del método estático en la dirección X es 1.522,12 T y el método dinámico nos da un valor de 1.547,55 T, con lo cual se tiene un error 1,64% más que aceptable, y para la dirección Y el corte basal del método estático es 1.854,52 T, y con el método dinámico tenemos 1.800,90 T, con lo que tenemos

un error de 2,89%, lo cual también es muy aceptable, y además para corroborar la comparación entre ambos métodos se muestran a continuación dos gráficos con la distribución de los valores de las fuerzas laterales por piso para ambos métodos en cada dirección.

FIGURA 3. 78 GRÁFICO DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES SENTIDO X, MÉTODOS ESTÁTICO Y DINÁMICO.

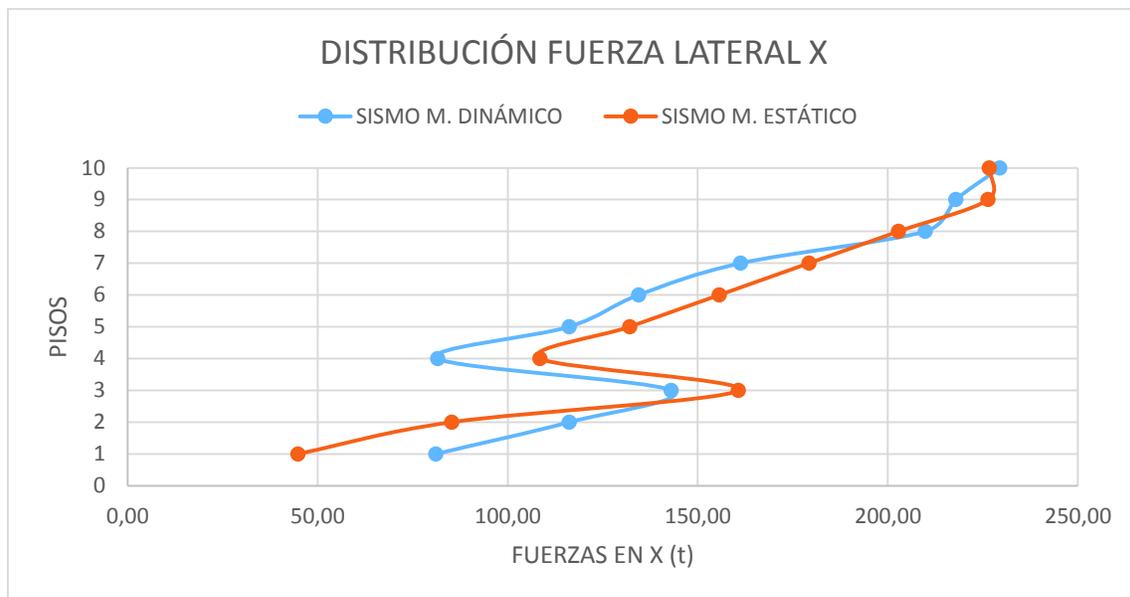
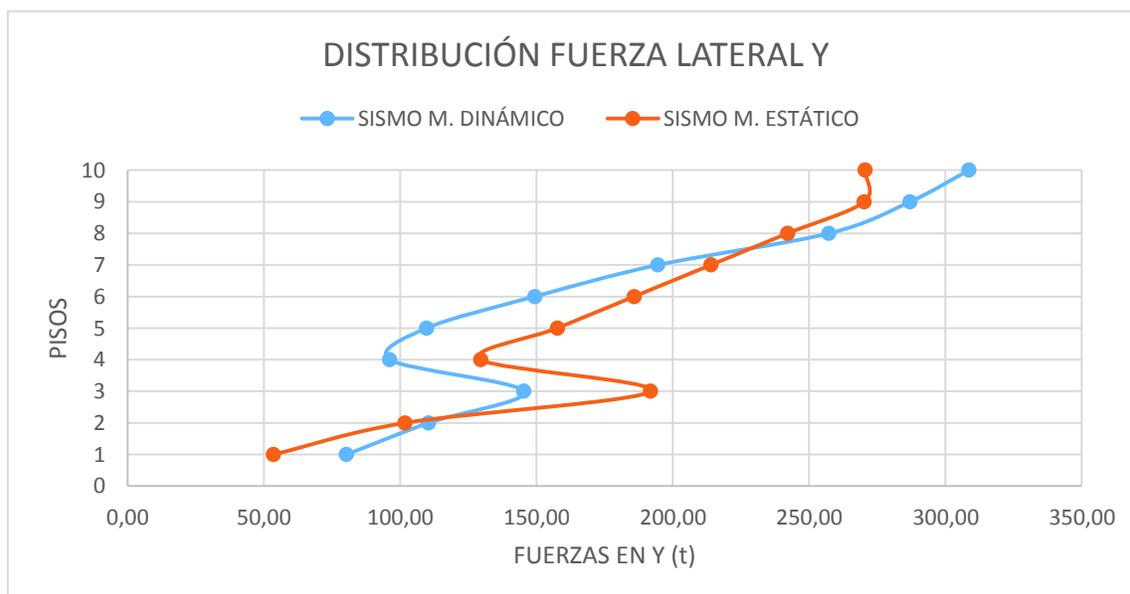


FIGURA 3. 79 GRÁFICO DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS LATERALES SENTIDO Y, MÉTODOS ESTÁTICO Y DINÁMICO.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

3.3.4.4 Modos de Vibración

Se verificará el chequeo de los comportamientos dinámicos predominantes en la estructura para así poder conocer cómo se comportará la edificación ante un evento sísmico. Para esto se presenta un cuadro con recomendaciones para un comportamiento ideal de una estructura evitando sobretudo la torsión, y así predecir el comportamiento de la edificación.

TABLA 3. 44 RECOMENDACIONES PARA COMPORTAMIENTO IDEAL DE UNA ESTRUCTURA (CONTROL DE TORSION).

Modo	Ux	Uy	Sum Ux	Sum Uy	Rz
1	>=90%				<10%
2		>=90%			<10%
3					>50%

4

5

modos a incluir PPM >= 90% NEC

ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

TABLA 3. 45 MODOS DE VIBRACIÓN EN LA ESTRUCTURA.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	%PPM	%PPM	RZ	%PPM
						x	y		Rz
Modal	1	2,056	14,71	38,48	0	25,68	66,89	11,24	11,24
Modal	2	1,744	34,26	18,12	0	59,80	31,50	5,38	5,38
Modal	3	1,331	8,32	0,93	0	14,52	1,62	38,72	38,72
Modal	4	0,57	1,19	12,29	0			6,08	
Modal	5	0,439	6,69	8,95	0			3,88	
Modal	6	0,357	15,66	0,4	0			7,97	
Modal	7	0,274	0,06	1,64	0			5,46	
Modal	8	0,228	1,5	3,69	0			0,3	
Modal	9	0,211	0,89	4,04	0			5,64	
Modal	10	0,17	7,81	0,01	0			0,26	
Modal	11	0,159	0,13	0,24	0			3,87	
Modal	12	0,139	0,01	3,19	0			0,77	

FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

Como se puede observar en el cuadro anterior, los dos primeros modos no cumplen con una participación mayor o igual al 90% de toda la estructura, por lo que los movimientos de traslación no se darán paralelos a los ejes X y Y, sino que se darán de una manera inclinada entre ambos, y en cuanto al tercer modo que generalmente es torsión, en efecto se tiene que es el predominante en este modo de vibración, pero se observa con gravedad que su porcentaje de

participación es mayor al de los dos primeros modos de vibración de la estructura, con lo que se puede decir que el movimiento predominante del edificio ante un evento sísmico es la torsión.

Según indicaciones del Msc. Ing. Patricio Placencia, el movimiento predominante en una estructura debe ser la traslación tanto en el primero como en el segundo modo de vibración y el tercero puede ser torsión, y ante los resultados obtenidos el edificio no cumple con esta idealidad.

3.3.4.5 Control de Derivas

Este control se lo realiza conforme lo que estipula la norma en sus secciones 4.2.2 y 6.3.9 del capítulo de peligro sísmico NEC_SE_DE, NEC 2015, y así verificar que el edificio no exceda las derivas máximas permitidas.

Para edificaciones de hormigón armado la deriva máxima permitida de piso horizontal inelástico, está estipulado en la tabla 7 de la sección 4.4.2 en la norma mencionada anteriormente, la cual está expresada como fracción de la altura del piso (Δ_M), dice que no debe ser mayor a 0.02.

Los desplazamientos o derivas obtenidas de la estructura en estudio, son debido a las fuerzas laterales del sismo de diseño aplicado al edificio, donde además se utilizaron inercias agrietadas para vigas, losas y columnas como lo estipula la sección 6.3.9, siendo estas descritas como Δ_E , las cuales se presentan en los cuadros siguientes, tanto para fuerzas laterales estáticas como dinámicas.

TABLA 3. 46 DERIVAS DE PISO POR SISMO EN X, FUERZAS ESTÁTICAS.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	Δ_E	Δ_M	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u	ok	
Terraza	1	59	Ex	228,840	63,536	-0,034	0,0084	0,0440	rigidizar piso	219,8
Octavo Piso	1	58	Ex	200,374	61,659	-0,009	0,0086	0,0454	rigidizar piso	226,8
Séptimo Piso	1	60	Ex	171,003	58,962	0,042	0,0087	0,0459	rigidizar piso	229,3
Sexto Piso	1	61	Ex	141,297	55,294	0,109	0,0087	0,0455	rigidizar piso	227,4
Quinto Piso	1	62	Ex	111,849	50,588	0,182	0,0083	0,0437	rigidizar piso	218,4
Cuarto Piso	1	63	Ex	83,559	44,779	0,252	0,0077	0,0403	rigidizar piso	201,3
Tercer Piso	1	57	Ex	57,489	37,713	0,305	0,0066	0,0348	rigidizar piso	173,9
Segundo Piso	1	43	Ex	34,964	29,005	0,323	0,0047	0,0248	rigidizar piso	123,9
Primer Piso	1	35	Ex	15,702	16,353	0,282	0,0028	0,0145	ok	72,3
Planta Baja	1	250	Ex	4,460	4,918	0,167	0,0011	0,0057	ok	28,7
Base	1	249	Ex	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,0

TABLA 3. 47 DERIVAS DE PISO POR SISMO EN Y, FUERZAS ESTÁTICAS.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	ΔE	ΔM	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u	ok	
Terraza	1	59	Ey	18,128	312,773	8,452	0,0100	0,0523	rigidizar piso	261,5
Octavo Piso	1	58	Ey	17,587	278,905	8,322	0,0104	0,0546	rigidizar piso	273,0
Séptimo Piso	1	60	Ey	17,165	243,539	8,041	0,0107	0,0559	rigidizar piso	279,6
Sexto Piso	1	61	Ey	16,851	207,320	7,593	0,0107	0,0561	rigidizar piso	280,7
Quinto Piso	1	62	Ey	16,537	170,959	6,963	0,0105	0,0550	rigidizar piso	274,8
Cuarto Piso	1	63	Ey	16,017	135,361	6,140	0,0100	0,0526	rigidizar piso	263,1
Tercer Piso	1	57	Ey	14,906	101,279	5,119	0,0094	0,0495	rigidizar piso	247,4
Segundo Piso	1	43	Ey	12,446	69,230	3,893	0,0083	0,0438	rigidizar piso	219,1
Primer Piso	1	35	Ey	7,163	35,169	2,735	0,0061	0,0319	rigidizar piso	159,5
Planta Baja	1	250	Ey	2,141	10,371	1,418	0,0025	0,0133	ok	66,7
Base	1	249	Ey	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,0

TABLA 3. 48 DERIVAS DE PISO POR SISMO EN X, FUERZAS DINÁMICAS.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	ΔE	ΔM	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u	ok	
Terraza	1	59	ESPx Max	128,190	128,304	3,503	0,0046	0,0243	rigidizar piso	121,7
Octavo Piso	1	58	ESPx Max	112,425	116,135	3,454	0,0048	0,0251	rigidizar piso	125,6
Séptimo Piso	1	60	ESPx Max	96,159	102,918	3,345	0,0048	0,0254	rigidizar piso	127,2
Sexto Piso	1	61	ESPx Max	79,681	88,621	3,164	0,0048	0,0253	rigidizar piso	126,5
Quinto Piso	1	62	ESPx Max	63,292	73,444	2,903	0,0047	0,0244	rigidizar piso	122,2
Cuarto Piso	1	63	ESPx Max	47,469	57,803	2,555	0,0043	0,0226	rigidizar piso	113,0
Tercer Piso	1	57	ESPx Max	32,830	42,448	2,116	0,0037	0,0194	ok	97,2
Segundo Piso	1	43	ESPx Max	20,235	28,638	1,589	0,0027	0,0139	ok	69,7
Primer Piso	1	35	ESPx Max	9,400	15,047	1,105	0,0016	0,0085	ok	42,4
Planta Baja	1	250	ESPx Max	2,806	4,614	0,570	0,0007	0,0036	ok	18,1
Base	1	249	ESPx Max	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,0

TABLA 3. 49 DERIVAS DE PISO POR SISMO EN Y, FUERZAS DINÁMICAS.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	ΔE	ΔM	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u	ok	
Terraza	1	59	ESPy Max	134,833	292,368	7,800	0,0087	0,0455	rigidizar piso	227,4
Octavo Piso	1	58	ESPy Max	119,180	262,913	7,685	0,0091	0,0479	rigidizar piso	239,7
Séptimo Piso	1	60	ESPy Max	103,046	231,866	7,433	0,0095	0,0497	rigidizar piso	248,6
Sexto Piso	1	61	ESPy Max	86,729	199,666	7,020	0,0096	0,0506	rigidizar piso	253,2
Quinto Piso	1	62	ESPy Max	70,496	166,876	6,430	0,0097	0,0507	rigidizar piso	253,7
Cuarto Piso	1	63	ESPy Max	54,707	134,021	5,655	0,0095	0,0500	rigidizar piso	250,2
Tercer Piso	1	57	ESPy Max	39,797	101,611	4,691	0,0106	0,0555	rigidizar piso	277,4
Segundo Piso	1	43	ESPy Max	26,372	65,683	3,544	0,0093	0,0489	rigidizar piso	244,5
Primer Piso	1	35	ESPy Max	13,299	27,686	2,480	0,0039	0,0205	rigidizar piso	102,4
Planta Baja	1	250	ESPy Max	4,026	11,774	1,285	0,0029	0,0151	ok	75,7
Base	1	249	ESPy Max	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,0

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

El $\Delta_E = (\Delta_{\text{superior}} - \Delta_{\text{inferior}}) / H_{\text{entrepiso}}$; y para el cálculo de la deriva máxima inelástica (Δ_M), se utilizó la fórmula de la sección 6.3.9 que expresa lo siguiente:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E$$

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica.

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R = 5, Factor de reducción de resistencia, especificado en la sección 3.2.2.3.

Por lo tanto se puede observar en los cuadros 3.42, 3.43, 3.44 y 3.45, que las derivas máximas inelásticas de piso de la estructura actual, para fuerzas laterales estáticas en la dirección X, solo cumplen en la planta baja y el primer piso, y para la dirección Y, solo cumple la planta baja, el resto de plantas se exceden más del doble y algunas hasta casi el triple del valor máximo permitido por norma.

Para las derivas máximas inelásticas de piso debido a fuerzas laterales dinámicas, en dirección X cumplen los cuatro primeros pisos, y para la dirección Y, se mantiene que solo cumple la planta baja, aunque se reduce bastante el desplazamiento del primer piso y no cumple con lo máximo establecido por la norma por un 2%, las demás plantas así mismo se exceden entre un 10% – 30% para la dirección X, y para la dirección Y se exceden así mismo en más del doble aunque en varias plantas reducen considerablemente los desplazamientos a comparación de los del método estático.

3.4 SINTOMAS EN EL EDIFICIO

Para observar los síntomas es importante realizar una inspección visual en el mismo edificio, para poder tener la certeza de que si existen señales que puedan ser resultado de algún tipo de problemas estructurales en la edificación.

A continuación se muestran fotografías donde se ve claramente que la estructura presenta fisuras tanto en paredes, acabados e incluso en las losas.

FIGURA 3. 80 FOTOGRAFÍA DE FISURAS EN PAREDES.

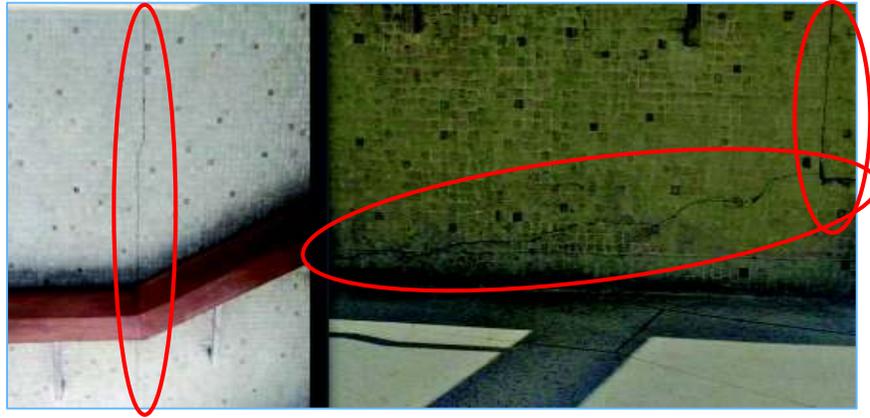


FIGURA 3. 81 FOTOGRAFÍA DE FISURAS EN ACABADOS.



FIGURA 3. 82 FOTOGRAFÍA DE FISURAS EN LOSAS.



ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

La mayoría de fisuras mostradas en paredes están presentes a partir del sexto piso (Nv. +26.85), las cuales pueden ser provocadas por asentamientos diferenciales. En las fotografías con fisuras en losas, estas se presentan en la planta baja (Nv. +5.09) del edificio, las cuales pueden ser originadas por falta de acero de retracción, y para ambos casos estas fisuras pueden ser ocasionadas por movimientos laterales debido a la alta flexibilidad lateral que posee esta edificación.

3.5 DIAGNÓSTICO FINAL.

El diagnóstico del edificio se lo ha ido desarrollando a lo largo de este capítulo, pero a continuación se presenta un diagnóstico estructural resumido del mismo.

3.5.1 De las Patologías.

A continuación se describen las patologías existentes en la estructura basándonos en las descritas en la sección 1.1.3.2.

- **Columna corta:** El edificio no padece este problema, puesto que las paredes no están confinadas a las columnas, son sólo arquitectónicas y sin aberturas.

- **Piso blando:** La estructura si presenta esta patología puesto que hay un cambio significativo de rigidez de unos pisos respecto a sus continuos por la disposición de paredes.

- **Golpeteo entre edificios o martilleo:** Esta patología no se presenta, puesto que la edificación se encuentra en una ubicación en donde está alejada de cualquier otra estructura alrededor.

- **Torsión en planta:** Esta patología si se manifiesta en el edificio puesto que tiene una forma de L en elevación, lo que generará que haya excentricidad entre su centro de masa y su centro de rigidez, además se comprobó en el análisis que la participación del modo de vibración de torsión es considerable.

- **Incompatibilidad de materiales:** No posee esta patología porque la estructura es totalmente de hormigón armado.

3.5.2 De la Estructura: Losa – Viga Banda – Columna.

De acuerdo a lo desarrollado en la sección 3.2.3 y sus sub secciones, se describen los problemas estructurales identificados en la edificación.

Serviciabilidad de la losa: Según los cálculos realizados la losa necesita como mínimo de peralte 23.24 cm, y el edificio cuenta con losas alivianadas de 55 cm de peralte y alivianamientos trapezoidales, lo que en altura equivalente de una losa maciza para esta losa alivianada es de 42 cm, con lo que la losa no presentará problemas de serviciabilidad.

Vigas banda: Las vigas banda del edificio cuentan con una sección transversal de 160 x 55 cm (mismo peralte de la losa), aunque también cuenta con vigas banda con base de 100, 110 y 80 cm, en este proyecto se analizaron las de mayor tamaño por estar ubicadas en zonas de mayor carga aportante. En la NEC_SE_HM, NEC 2015, sección 5.7, se estipula que las vigas banda deben tener como peralte mínimo 25 cm, lo que quiere decir que la losa también debería cumplir con ese peralte mínimo, lo cual si se cumple.

Todas las vigas banda cuentan con acero de refuerzo longitudinal de 6 varillas en su parte superior y 7 varillas en su parte inferior, con varillas de $\frac{3}{4}$ “, 7/8” y 1” (pulgadas), las cuales se combinan de diferente forma en las diferentes secciones, pero todas las vigas banda sin excepción tienen la misma disposición de acero de refuerzo transversal de 2 est. de 3/8” @ 30 cm.

Respecto al reforzamiento longitudinal de las vigas banda, según los cálculos realizados para las vigas del eje 4 en el nivel +5.09, se comprobó que este refuerzo se encuentra dentro de los límites (máximo y mínimo) permitidos según el ACI 318, para una viga banda de las características que presenta este edificio. Pero al verificar el acero de refuerzo existente en las vigas banda, para conocer si es suficiente o no para resistir los esfuerzos producidos por las solicitaciones que posee la estructura, se determinó que este acero de reforzamiento en las vigas es insuficiente, pues la cuantía de acero existente en la mayoría de casos en los vanos o no cumple con la cuantía mínima o no cumple con la cuantía requerida, solo en ciertas partes de los vanos posteriores cumple con lo

requerido. Es así que las solicitaciones que presenta la estructura no pueden ser cubiertas por el reforzamiento longitudinal de las vigas banda, y se ratificaría de algún modo que un sistema de vigas banda no tiene un buen funcionamiento sísmo resistente y preferible optar por un sistema con vigas descolgadas.

También se realizó la verificación del acero de refuerzo transversal (estribos), y como el acero longitudinal es insuficiente, este cálculo no representaría la realidad del caso, aun así como resultado de este análisis se obtuvo que dentro de la longitud $2h$ (110cm) no se cumple con el acero necesario y tampoco en el resto de la longitud pasada $2h$, ya que se tiene como espaciamiento real 30cm a lo largo de toda la longitud de la viga banda, y lo máximo permitido es $d/4$ y $d/2$ (13.13cm y 26.25cm), respectivamente.

Columnas: El edificio cuenta con tres secciones diferentes de estos elementos. Una columna hexagonal equivalente a 60x225 cm, otra columna de 60x150 cm, y por último una columna de 50x60 cm. La primera columna cuenta con 16 varillas longitudinales de 1-3/8" (35.8mm), la segunda columna cuenta con 14 varillas del mismo diámetro que la hexagonal, y la tercera columna cuenta con 12 varillas de 1" (25.4mm) y en su último tramo se reduce a 8 varillas de 1". En cuanto al reforzamiento transversal, todas tienen la particularidad que poseen estribos de 3/8" (9.5mm) @ 40cm, a lo largo de todas sus longitudes.

Al chequear la cuantía de acero de refuerzo longitudinal, las tres diferentes columnas están dentro de los límites (mínimo y máximo), permitido por la ACI 318, dependiendo esto de las secciones transversales, y así notando que la columna hexagonal está cerca del límite inferior, la columna 60x150 tiene un 50% más que el límite inferior y la columna más pequeña el doble del límite inferior.

Continuando con el análisis de este reforzamiento fue necesario realizar la revisión de la capacidad a flexión de cada tipo de columnas existentes (dada por sus aceros longitudinales respectivos), con la curva de interacción de estas.

La capacidad a flexión de la columna hexagonal soporta todas las solicitaciones de cargas últimas tanto para cargas verticales como las que involucran al sísmo

ya que se encuentran dentro la curva utilizable de su capacidad, y se podría garantizar su falla por ductilidad, es decir, que fluirá primero el acero y se agotará por flexión, porque a excepción de una sollicitación las demás están por debajo del punto balanceado (Pb), (Msc. Ing. Patricio Placencia, "Hormigón III", EPN).

Para el caso de la columna de 60x 150 cm, en la cual cumple con las sollicitaciones por carga vertical y las sollicitaciones donde se incluye el sismo en dirección X, se podría garantizar la ductilidad de la columna por estar debajo del Pb, pero para las sollicitaciones con sismo en dirección Y, la capacidad a flexión de la columna no es suficiente en un radio de interacción (demanda/capacidad), determinado por el ETABS y manualmente en un rango de 20% a 60%, de la capacidad a flexión existente en la columna.

Y para el caso de la columna de menor tamaño, se determinó que no cumple que ninguna sollicitación de cargas últimas, aunque axialmente si resiste la columna, con respecto a todos los momentos de sollicitación la columna es incapaz de absorber dichos esfuerzos, según el ETABS las sollicitaciones superan hasta en un 400% de su capacidad a flexión y manualmente se calcula que se supera a su capacidad hasta en un 300%, concluyendo que aunque el acero longitudinal de esta columna este dentro de los límites permitidos por el ACI 318, es insuficiente para absorber los esfuerzos que se producen.

Además se efectuó la revisión del reforzamiento transversal para las columnas mayores y que soportan a toda la estructura, y se determinó que no cumplen con la cuantía de acero a cortante requerida para la cabeza y pie de columna, y tampoco para su parte media, ya que su espaciamiento de estribos es de 40 cm en toda la longitud, por ello se chequeó también el confinamiento y por su gran tamaño se obtuvo que estas columnas necesitan el mismo confinamiento de cabeza y pie en su parte media, es decir, en toda su altura (Hc).

Chequeo conexión losa – columna, punzonamiento: Este chequeo es necesario, pues el punzonamiento es uno de los principales problemas que presentan este tipo de estructuras, por lo tanto se realizó el chequeo en una conexión interna mayormente cargada.

Para la transferencia del momento por flexión, la conexión si cumple con la capacidad de absorberlo e incluso con un excedente del 19%. Respecto al punzonamiento, los esfuerzos cortantes que se producen por las solicitaciones de carga vertical, son absorbidos por el hormigón del área crítica sin problema alguno y sin ayuda del acero de refuerzo, en la conexión analizada.

En cuanto a las solicitaciones por sismo (por cálculo), se obtuvo que la conexión es capaz de absorber los esfuerzos cortantes producidos durante la ocurrencia de un sismo, por el hormigón del área crítica, y para las solicitaciones por sismo (por capacidad), es decir, los esfuerzos producidos por la presencia del acero de refuerzo longitudinal que existe en las vigas, se determinó que pueden ser soportados en la conexión por el hormigón de la sección crítica sin la contribución del acero de refuerzo transversal.

Para las rótulas plásticas se desea que se ubiquen o se produzcan en los extremos de las vigas, y así no comprometer la serviciabilidad de la estructura, y para que esto se cumpla es necesario que la capacidad a flexión de las columnas sea 1.2 veces mayor a la capacidad a flexión de las vigas.

Según los cálculos realizados para la conexión analizada esto si se cumple, lo que significaría que las rótulas plásticas si se formarían en los extremos de las vigas junto a las columnas, pero además se cumple porque las vigas tienen una menor cantidad y cuantía de acero longitudinal que la requerida en algunos tramos y así la capacidad a flexión de las columnas es mucho mayor al de las vigas.

Chequeo del esfuerzo admisible, (cimentación): El análisis del chequeo de los esfuerzos en la cimentación, se lo realizó por medio de introducir en el programa Etabs, resortes que tengan una rigidez representativa del esfuerzo admisible del suelo donde se asienta el edificio, al modelo de la cimentación.

Teniendo como resultados de este chequeo que, para cargas verticales de servicio (D +L), se obtuvo deformaciones producidas en el suelo que están dentro de la máxima permitida de 0.008m, y para las mismas cargas de servicio

incluido el sismo en ambas direcciones ($D+L\pm E_x$, $D+L\pm E_y$), las deformaciones también estuvieron por debajo del límite permitido que en estos casos es 0.01m.

Modos de vibración: Mediante el análisis del comportamiento dinámico de la estructura, se determinó que en el primero y segundo modo de vibración el movimiento predominante es la traslación, y en el tercer modo de vibración es la torsión, teniendo así el comportamiento ideal de una edificación sismorresistente, (Msc. Ing. Patricio Placencia), a pesar que no se cumpla con los porcentajes de participación de masa ideales en cada modo de vibración.

Control de derivas: Basándonos en el capítulo NEC_SE_DS, NEC 2015, donde la deriva de piso máxima horizontal inelástico, expresada como fracción de la altura de piso (Δ_M), para estructuras de hormigón armado no debe ser mayor a 0.02, la cual se chequeó con el método estático y el método dinámico.

Para el método estático, con sismo en dirección X, la mayor deriva se presentó en el nivel +30.25 con un valor de 0.046, equivalente a un excedente del 129.3%, y para el sismo en dirección Y, la mayor deriva se ubicó en el nivel +26.85 con un valor de 0.056, equivalente a un excedente del 180.7%, del límite permitido.

En cuanto al método dinámico, con sismo en dirección X, la mayor deriva se produce así mismo en el nivel +30.25 con un valor de 0.025, equivalente a un excedente del 27.2%, y para el sismo en dirección Y, la mayor deriva se presentó en el nivel +16.65 con un valor de 0.055, equivalente a un excedente del 177.4% del límite establecido por norma.

Comprobándose así que el método dinámico reduce los desplazamientos (derivas), ya que es basado en el sismo de diseño de la norma el cual nos acerca a un comportamiento más realista de la estructura y así conseguir un óptimo diseño.

Mampostería: La mampostería existente en la estructura no es confinada por columnas en un su totalidad, es decir, la paredes del edificio solo cumplen la función de división arquitectónica, ya que no son reforzadas y hay grandes aberturas a través de ellas.

CAPÍTULO 4

PROPUESTAS DE REFORZAMIENTOS DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

4.1 ESTUDIO DE LAS ALTERNATIVAS FACTIBLES PARA EL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

En este capítulo se establecerán las soluciones a los problemas estructurales detallados en el diagnóstico obtenido de la estructura actual, a través de diseños de reforzamientos estructurales que se propondrán en el presente capítulo para darle a la edificación un comportamiento sísmico resistente, puesto que las condiciones actuales no lo posee.

Para lo cual se han investigado diferentes métodos de reforzamiento estructural para dar mayor garantía a la seguridad de los ocupantes del edificio durante un ocasional evento sísmico con características similares a las del 16 de abril del año 2016 en el Ecuador, por ello la investigación da la siguiente clasificación (Valdivia, Perú):

- ❖ Para el incremento de la Resistencia se tiene:
 - Adición de muros.
 - Adición de pórticos.
 - Adición de muros laterales a las columnas.
 - Adición de contravientos (armadura).
 - Refuerzo de vigas.
- ❖ Para el incremento de la Ductilidad:
 - Reducción de la carga muerta.
 - Adición de muros cortantes.
- ❖ Para la Combinación de Resistencia y Ductilidad:
 - Reforzamientos de la cimentación.
 - Adición de muros laterales a las columnas.
 - Reducción de la carga muerta.

Para otros tipos de reforzamiento se tienen por ejemplo el revestimiento de elementos estructurales con fibras de carbono, el encamisado de columnas y el enchapado de mampostería no estructural.

Cada uno de los tipos y métodos de reforzamientos descritos proporcionan sismo resistencia a las estructuras. Para el presente estudio se desarrollará el reforzamiento estructural mediante la colocación de un muro de corte en todo lo alto de la edificación, sistema planteado por el Msc. Ing. Patricio Placencia para brindarle a la estructura mayor rigidez, evitar grandes deformaciones y a la vez alivianar en gran medida el cortante en las columnas. Y el otro reforzamiento es con muros de relleno estructurales en los pórticos para así aumentar su capacidad de carga y oponerse a desplazamientos excesivos.

4.1.1 ALTERNATIVA 1 DE REFORZAMIENTO, MURO DE CORTE ESTRUCTURAL

Este método de reforzamiento permite efectivizar los controles de desplazamientos laterales, pues incrementa bastante la capacidad de resistencia lateral, rigidiza a la estructura y a su vez elimina rigideces excéntricas, también aumenta la capacidad de carga y reduce los daños en los marcos, y por último brinda una ductilidad razonable si el muro está adecuadamente diseñado.

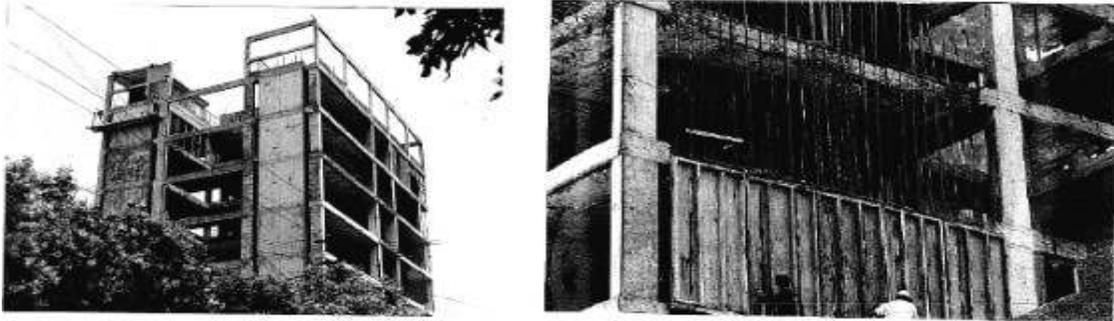
Es por eso que esta técnica es una de las más utilizadas para la rehabilitación de estructuras de concreto específicamente, ya que es bien factible si los muros se colocan en el perímetro de la estructura, para así evitar inconvenientes de interferencias en el interior, y también se puede reducir tiempo y costo al utilizar concreto lanzado o paneles prefabricados.

La presente teoría sobre estos muros de corte, así como el proceso de diseño y de cálculo de los mismos, están basados en conocimientos y criterios impartidos por el Ing. Msc. Patricio Placencia, en la asignatura de “Hormigón III, EPN”.

El acero de refuerzo longitudinal debe prolongarse a lo largo de toda la altura del muro, atravesando las losas o alrededor de las vigas, para de esta manera tener un buen comportamiento a flexión.

El acero de refuerzo transversal de igual manera y convenientemente debe confinarse en toda la altura del muro, especialmente en zonas sujetas a compresión para evitar el pandeo y fallas en esa zona, sino es posible el confinamiento en toda la altura, las conexiones en losas, vigas, columnas deben ser óptimas para la eficiente transferencia de corte.

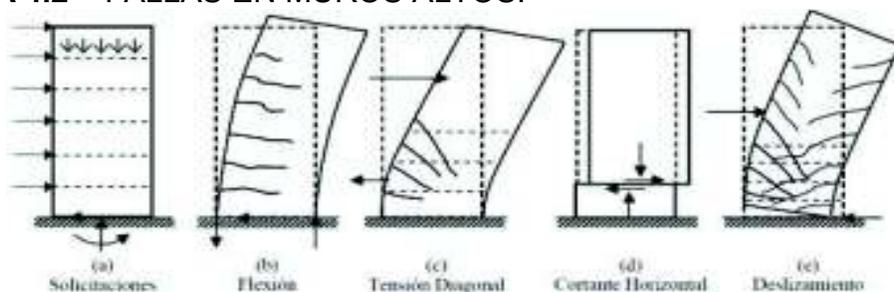
FIGURA 4.1 MUROS DE CORTE EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO.



FUENTE: Tesis de maestría, "REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", Emma Soto, Universidad Nacional Autónoma de México, 2008.

Al ser un muro que se desarrollará en toda la altura del edificio, será catalogado como un muro esbelto, en donde predominarán los efectos por flexión. Por ello se debe colocar una cantidad de acero de tensión adecuada para aportar ductilidad en el muro, a pesar de tener carga axial generalmente pequeña.

FIGURA 4.2 FALLAS EN MUROS ALTOS.



FUENTE: Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales, Ing. Jazmín Monsalve, 2005.

Algo negativo de este sistema, es que si el edificio es alto, el incremento en peso puede afectar a la cimentación, haciendo que trabaje en condiciones críticas, puesto que los muros toman la mayor parte del cortante sísmico, y las concentraciones de carga generadas afectan a la cimentación (Breña, 1990).

4.1.1.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Se propone el siguiente procedimiento para el diseño de muros en general:

- 1.- Analizar la capacidad estructural de la edificación para poder determinar su rigidez, ductilidad y resistencia sísmica.
- 2.- Según las políticas de diseño definir la objetividad del reforzamiento que se desea brindar con los muros.
- 3.- Determinar los esfuerzos de diseño del muro, y a su vez especificar la resistencia de materiales a ser implementados.
- 4.- Calcular la longitud del muro asumiendo su espesor, diseñar su refuerzo longitudinal y transversal necesario, y adicionar los elementos de conexión.
- 5.- Calcular la resistencia última del muro.

4.1.1.2 PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUROS DE CONCRETO

De manera general el proceso constructivo de cualquier tipo de muro de concreto, ya sea este muro de corte, muro de pantalla, muro de relleno, o muro patín, es el siguiente:

- ✓ Cimientos (excavación, trazo, replanteo y perfilado del terreno).
- ✓ Instalación de anclaje (perforación e inyectado).
- ✓ Colocación del acero de refuerzo.
- ✓ Encofrado del muro (trazo del encofrado, armado de paneles, plomada, contrafuerte, baranda y rampa).
- ✓ Vaciado del hormigón.
- ✓ Desencofrado (verificación de ángulo de inclinación).
- ✓ Tensado (verificación de verticalidad de placa).

4.1.1.3 DESCRIPCIÓN DE MATERIALES A UTILIZARSE EN EL MURO

Los materiales a ser utilizados en la construcción del muro son todos los usados en cualquier hormigón armado, tales como: cemento, ripio, arena, agua, tal vez algún aditivo y el acero de refuerzo. Para el caso presente se va a diseñar con:

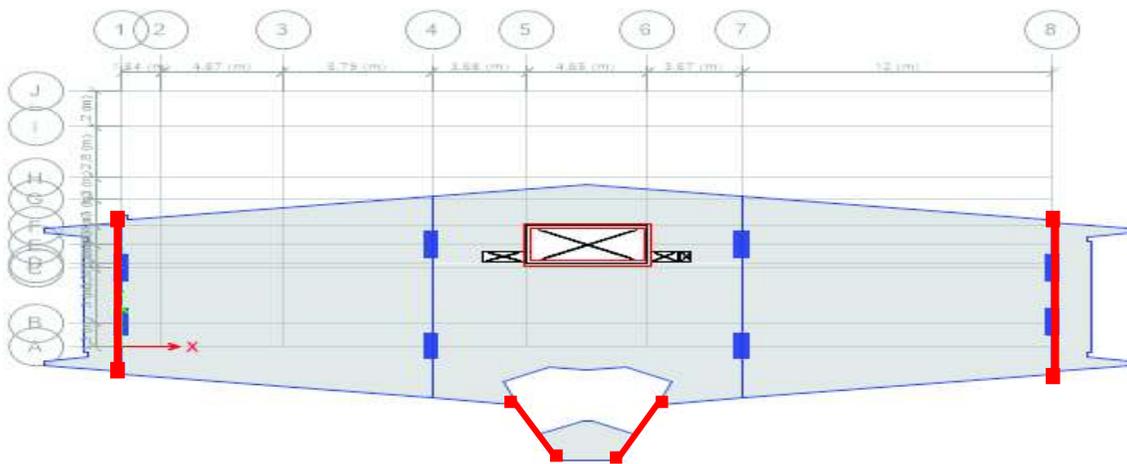
- Concreto: $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$.
- Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

4.1.1.4 MUROS DE CORTE A COLOCAR EN LA ESTRUCTURA

Se propone ubicar a los muros de corte en el perímetro de la estructura, ya que como se mencionó anteriormente es más factible evitar interferencias en el interior del edificio y así reducir los derrocamientos por donde pasen los muros.

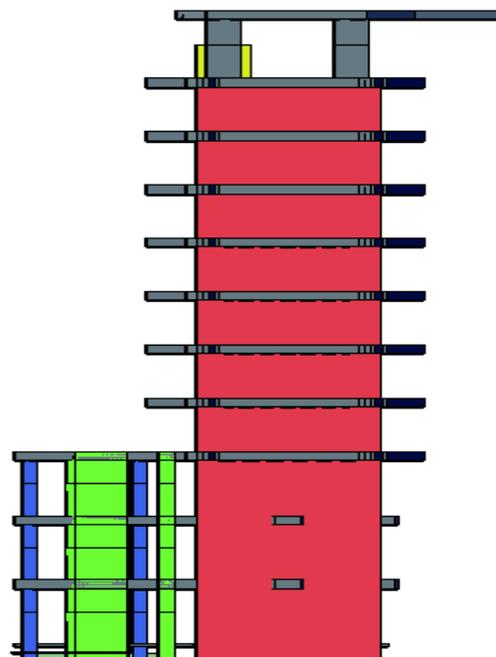
Por tanto, la distribución de los muros consta de 2 muros en el sentido Y, es decir en el eje 1 y el eje 8 (ejes extremos), y 2 muros colocados en la periferia de las escaleras que recorren toda la altura del edificio.

FIGURA 4.3 UBICACIÓN EN PLANTA (TÍPICA).



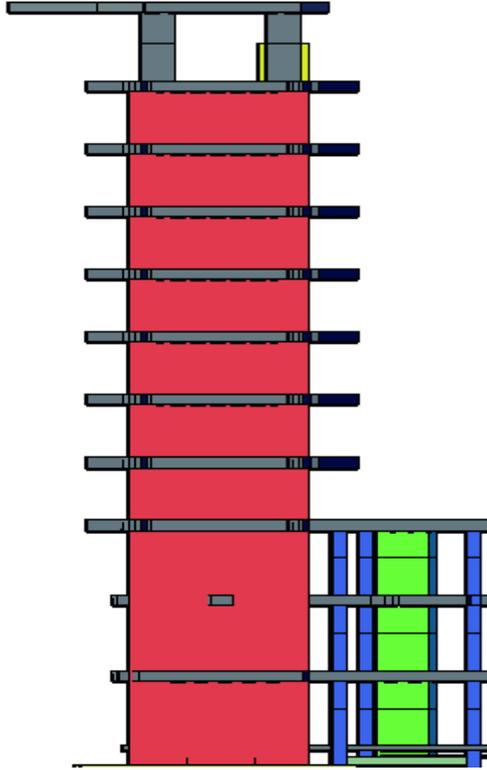
ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 4.4 UBICACIÓN EN ELEVACIÓN, EJE 1.



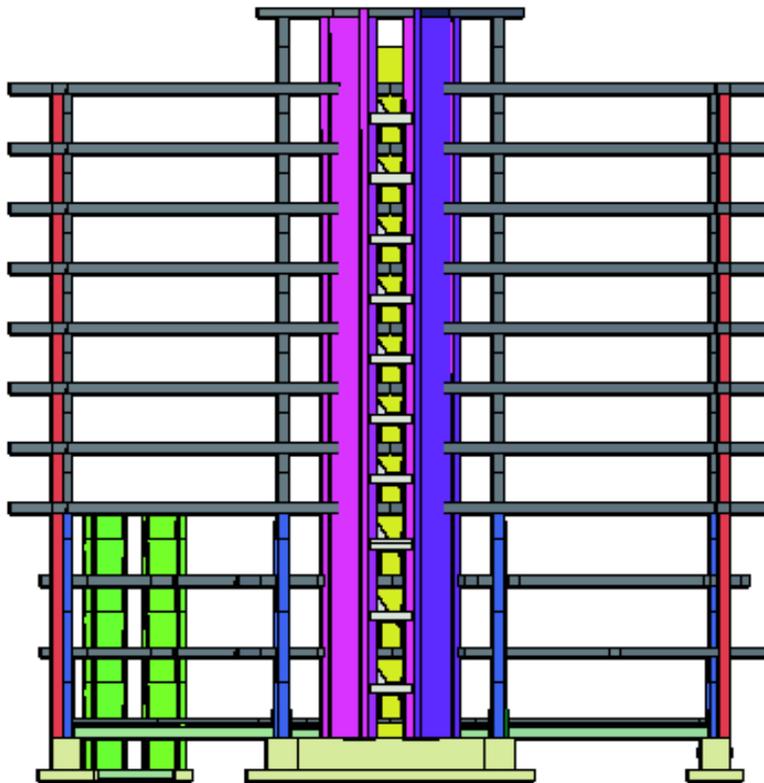
ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 4.5 UBICACIÓN EN ELEVACIÓN, EJE 8.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

FIGURA 4.6 UBICACIÓN EN ELEVACIÓN, EJE A.



ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

4.1.1.5 ANÁLISIS DE CARGA

Carga Vertical

Para obtener la nueva carga vertical de la estructura solo se modificará la carga muerta puesto que la carga viva se mantiene como lo indica la sección 3.2.2.2. Por ello se debe calcular la carga de los muros de corte, los cuales tienen diferente espesor y diferente altura, así como también sustraer la carga de las paredes que serán derrocadas y esta diferencia de carga sumarle a la carga muerta original de la estructura.

TABLA 4. 1 CARGAS DE LOS MUROS DE CORTE.

6 Muros	H = 4.08m	L = 3.50m	e = 0.20m	17,14	m ³	6 Muros	H = 4.08m	L = 8.15m	e = 0.30m	59,85	m ³
14 Muros	H = 3.40m	L = 3.50m	e = 0.20m	33,32	m ³	14 Muros	H = 3.40m	L = 8.15m	e = 0.30m	116,38	m ³
2 Muros	H = 4.30m	L = 3.50m	e = 0.20m	6,02	m ³			Vol tot =		176,24	m³
				Vol tot =	56,48	m³			γhor =	2,40	T/m³
				γhor =	2,40	T/m³			W =	422,97	T
				W =	135,54	T					

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

En el cuadro anterior se demuestra la carga de los muros a ser considerados en esta alternativa de reforzamiento, dando como resultado **558.51 T**.

TABLA 4. 2 CARGA DE LAS PAREDES A SER DERROCADAS.

2 Paredes laterales :	Longitud =	6,00	m
	Espesor =	0,20	m
	Altura total =	23,80	m
	Vol total =	57,12	m ³
	γma (20) =	0,58	T/m ³
	W =	33,13	T

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

La carga de estas paredes es de **33.13 T**, la cual debe ser restarse a la carga muerta original.

Y a continuación se muestra el cálculo de la carga muerta final, disminuyendo el peso de paredes a derrocarse y aumentando el peso de los muros de corte a colocarse.

TABLA 4.3 CARGA MUERTA, ESTRUCTURA REFORZADA, ALT. 1.

Carga Muerta Original			Alternativa 1		
W losas+vigas/m ² =	0,57	T/m ²	W muros =	558,51	T
W col/m ² =	0,17	T/m ²	W paredes =	-33,13	T
W paredes/m ² =	1,02	T/m ²			
W enlucido/m ² =	0,04	T/m ²			
W ac-inst/m ² =	0,15	T/m ²			
W escaleras/m ² =	0,02	T/m ²	Wd final =	9711,35	T
W muros/m ² =	0,07	T/m ²			
Wd tot/m ² =	2,05	T/m ²			
Área total =	4480,96	m ²			
Wd total =	9185,97	T			

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Pero la carga sólo estructural del edificio es de 0,81 T/m² (Wlosas+Wvigas+Wcolumnas+Wmuros), multiplicado por el área de 4.480,96 m² da 3.629,58 T, y a esta carga sumarle Wmuros de refuerzo (558,51 T), se obtiene una carga estructural final de **4.188,09 T**.

Carga Sísmica

Para el cortante basal del sistema estructural reforzado, se mantienen constantes los valores determinados en la sección 3.2.2.3, a excepción del coeficiente R que para estructuras con muros es igual a 3.5, y como la carga reactiva también varió (aumentó), entonces se tiene el siguiente cortante basal.

TABLA 4.4 CORTE BASAL DEL SISTEMA CON MUROS DE CORTE.

CORTE BASAL:						
	CALCULADO		CORREGIDO (X)		CORREGIDO (Y)	
Ta =	1,53	seg	0,91	seg	0,55	seg
l =	1,30	s.u.	1,30	s.u.	1,30	s.u.
Sa =	0,54	g	0,91	g	1,19	g
R =	3,50	s.u.	3,50	s.u.	3,50	s.u.
ϕ _p =	0,90	s.u.	0,90	s.u.	0,90	s.u.
ϕ _e =	0,90	s.u.	0,90	s.u.	0,90	s.u.
W =	9744,48	T	9744,48	T	9744,48	T
V =	2412,92	T	4066,21	T	5317,36	T
% W =	24,76	%	41,73	%	54,57	%

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

4.1.1.6 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA REFORZADA

La descripción de los materiales de los muros ya se detalló en la sección 4.1.4.

Definición de materiales

Para este modelo del reforzamiento, al tratarse de muros estructurales de concreto reforzado, se ha considerado el peso específico del hormigón armado.

FIGURA 4.7 DEFINICIÓN DEL MATERIAL DE LOS MUROS.

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2.4 tonf/m ³
Mass per Unit Volume	0.244732 tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2258982.07 tonf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	941242.53 tonf/m ²

FUENTE: Etabs.

Definición de secciones

Los muros tienen espesores variables, a continuación se muestra un ejemplo de una sección de muro y como se lo define en el programa Etabs:

Tipo = Shell.

Al modelar como tipo "Shell" a los muros de corte, el programa le da las características de un muro estructural.

FIGURA 4.8 DEFINICIÓN DE LA SECCIÓN DE MURO.

Wall Property Data	
General Data	
Property Name	Muro corte 0.20
Property Type	Specified
Wall Material	fc = 280 kg/cm2
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently User Specified)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...
Property Data	
Thickness	0.2 m

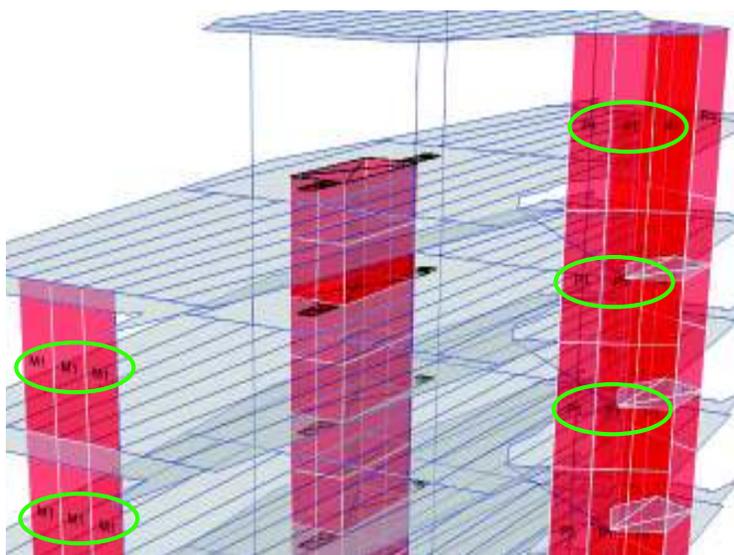
FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Definición de secciones pier

Hay que definir y asignar como “Piers” a cada uno de los muros de corte, y discretizarlos para así evitar distorsiones en los esfuerzos absorbidos.

FIGURA 4. 9 ASIGNACIÓN DE CARACTERÍSTICAS “PIERS” A LOS MUROS.

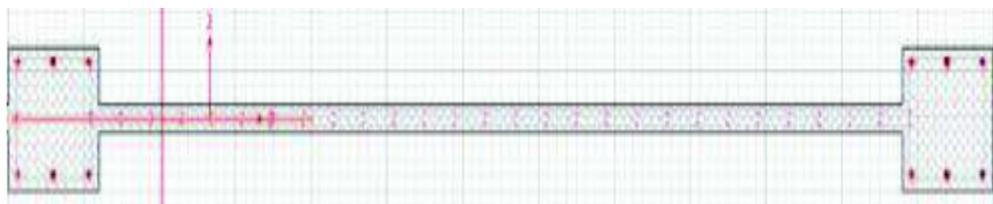


FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Para definir las secciones piers es necesario definir los aceros de refuerzos que se van a utilizar en los muros (existentes por default en el programa), y luego proceder a definir el muro en: *design > shear wall design > define general pier sections > add pier section > definir nombre y material > section designer > ok.*

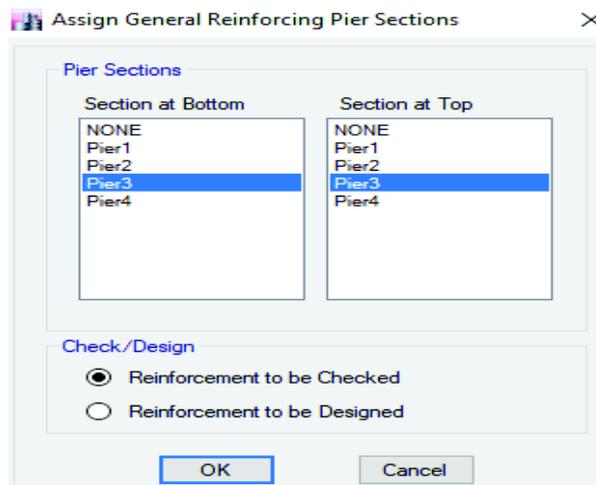
FIGURA 4. 10 DEFINICIÓN DE LOS “PIERS”.



FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

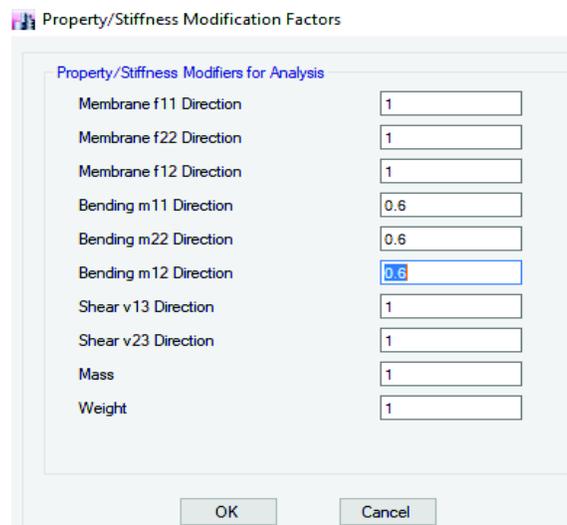
Ya definidas las secciones piers con su acero de refuerzo respectivo, se asignan estas secciones en: *design > shear wall design > assign pier sections > general reinforcing pier sections > escoger el pier (sección superior e inferior) > reinforcement to be checked > ok.*

FIGURA 4.11 ASIGNACIÓN DE SECCIONES “PIERS”, A SER CHEQUEADOS.

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Al considerarse muros estructurales, éstos se deben agrietar según lo determinado en la sección 6.1.6 “Modelación estructural”, NEC_SE_DS, NEC 2015, con un valor de inercia de agrietamiento de 0.6.

FIGURA 4. 12 AGRIETAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES.

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Terminado todo este procedimiento mencionado se procede a analizar el modelo y luego las secciones piers.

A continuación, se muestran dos vistas del modelo en 3D de la alternativa 1 de reforzamiento.

FIGURA 4. 13 MODELO ALTERNATIVA 1, VISTA A, ETABS.

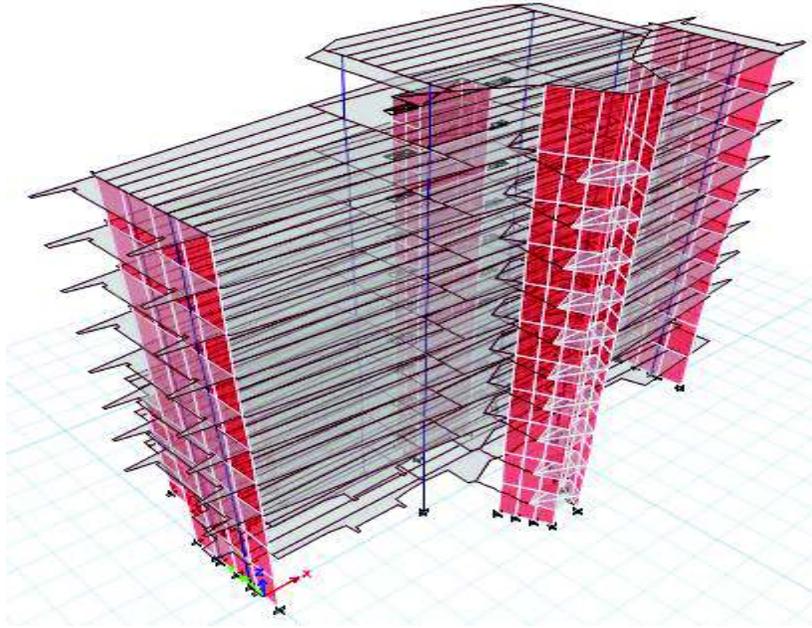
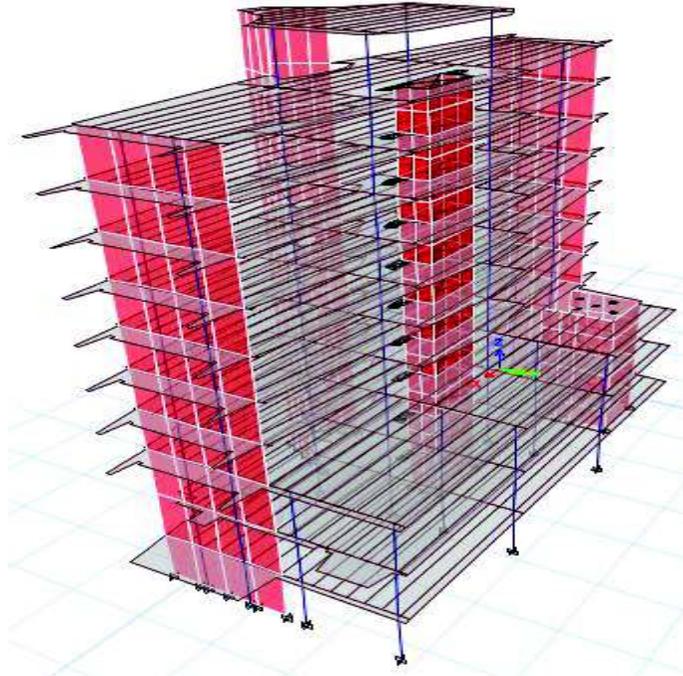


FIGURA 4. 14 MODELO ALTERNATIVA 1, VISTA B, ETABS.



FUENTE: Etabs.
ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

4.1.1.7 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

Comprobación de carga muerta

Presentamos los valores de carga muerta estructural, obtenidos del programa.

TABLA 4.5 CARGA MUERTA ESTRUCTURAL, ALTERNATIVA 1, ETABS.

Story	Element Type	Material	Total Weight	Floor Area	Unit Weight
			tonf	m ²	tonf/m ²
Terraza	Column	f'c = 280 kg/cm2	58,752	397,25	0,1479
Terraza	Beam	f'c = 280 kg/cm2	183,98521	397,25	0,4631
Terraza	Wall	f'c = 280 kg/cm2	78,58733	397,25	0,1978
Terraza	Floor	f'c = 280 kg/cm2	8,52136	397,25	0,0215
Octavo Piso	Column	f'c = 280 kg/cm2	58,752	397,25	0,1479
Octavo Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm2	183,98521	397,25	0,4631
Octavo Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm2	78,58733	397,25	0,1978
Octavo Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm2	8,52136	397,25	0,0215
Séptimo Piso	Column	f'c = 280 kg/cm2	58,752	397,25	0,1479
Séptimo Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm2	183,98521	397,25	0,4631
Séptimo Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm2	78,58733	397,25	0,1978
Séptimo Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm2	8,52136	397,25	0,0215
Sexto Piso	Column	f'c = 280 kg/cm2	58,752	397,25	0,1479
Sexto Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm2	183,98521	397,25	0,4631
Sexto Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm2	78,58733	397,25	0,1978
Sexto Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm2	8,52136	397,25	0,0215
Quinto Piso	Column	f'c = 280 kg/cm2	58,752	397,25	0,1479
Quinto Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm2	183,98521	397,25	0,4631
Quinto Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm2	78,58733	397,25	0,1978
Quinto Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm2	8,52136	397,25	0,0215
Cuarto Piso	Column	f'c = 280 kg/cm2	58,752	397,25	0,1479
Cuarto Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm2	183,98521	397,25	0,4631
Cuarto Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm2	78,58733	397,25	0,1978
Cuarto Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm2	8,52136	397,25	0,0215
Tercer Piso	Column	f'c = 280 kg/cm2	58,752	397,25	0,1479
Tercer Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm2	183,98521	397,25	0,4631
Tercer Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm2	78,58733	397,25	0,1978
Tercer Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm2	8,52136	397,25	0,0215
Segundo Piso	Column	f'c = 280 kg/cm2	123,3792	633,41	0,1948
Segundo Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm2	313,3099	633,41	0,4946
Segundo Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm2	117,23273	633,41	0,1851
Segundo Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm2	11,22782	633,41	0,0177
Primer Piso	Column	f'c = 280 kg/cm2	123,3792	579,69	0,2128
Primer Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm2	280,13724	579,69	0,4833
Primer Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm2	117,23273	579,69	0,2022
Primer Piso	Floor	f'c = 280 kg/cm2	30,24354	579,69	0,0522
Planta Baja	Column	f'c = 280 kg/cm2	123,3792	593,51	0,2079
Planta Baja	Beam	f'c = 280 kg/cm2	281,16191	593,51	0,4737
Planta Baja	Wall	f'c = 280 kg/cm2	125,43859	593,51	0,2114
Planta Baja	Floor	f'c = 280 kg/cm2	22,95864	593,51	0,0387
SUM	Column	f'c = 280 kg/cm2	818,5536	4741,71	0,1726
SUM	Beam	f'c = 280 kg/cm2	2228,88118	4741,71	0,4701
SUM	Wall	f'c = 280 kg/cm2	924,41262	4741,71	0,195
SUM	Floor	f'c = 280 kg/cm2	124,07951	4741,71	0,0262
TOTAL	ALL	ALL	4101,32619	4741,71	0,8649

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Según lo calculado manualmente en la sección 4.1.1.5.1, la carga muerta estructural del edificio reforzado es de **4.188,09 T**, y el Etabs calcula una carga final de **4.101,33 T**, con lo que se tiene un error del **2,07%**, lo cual es aceptable.

Comprobación del corte basal

A continuación se muestran los valores del corte basal, obtenidos del programa.

TABLA 4.6 CORTE BASAL ESTRUCTURA REFORZADA, ALTERNATIVA 1, ETABS.

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Ex	Seismic	X + Ecc. Y	5	Tapagradas	Base	0,401	1,20565	10775,9882	4321,1713
Ey	Seismic	Y - Ecc. X	5	Tapagradas	Base	0,506	1,027	10775,9882	5452,65

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Según lo señalado en la sección 4.1.1.5.2, el cortante basal determinado manualmente para la estructura reforzada, en X se tiene un valor de 4.066,21 T, y lo obtenido por el Etabs, es de 4.321,17 T, dando un **5%** de error; para Y manualmente se tiene un valor de 5.317,36 T, y el Etabs calcula un valor de 5.452,65 T, teniendo un **2,5%** de error, lo cual es aceptable.

4.1.1.8 CRITERIOS DE DISEÑO PARA LOS MUROS DE CORTE

El diseño de los muros de corte (diafragmas), se lo realiza basado en los criterios impartidos en las clases de "Hormigón III, EPN", bajo la dirección del Msc. Ing. Patricio Placencia. En el cuál se chequea la flexocompresión, el cortante, el acero requerido y confinamiento que deben tener estos muros para cumplir con las solicitudes que tienen que resistir.

TABLA 4.7 SOLICITACIONES ÚLTIMAS EN MUROS, ETABS.

COMBINACIONES	Pu (T)	Mu (T-m)	Vu (T)
U1	1,4*D	1037,35	161,62
U2	1,2*D + 1,6*L	1025,77	470,53
U3	1,2*D + L + Ex	1603,27	2357,98
U4	1,2*D + L + Ey	1062,42	4025,25
U5	1,2*D + L - Ex	924,54	2182,17
U6	1,2*D + L - Ey	1582,00	4529,69

FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

A continuación presentamos los cálculos realizados para el diseño de los muros.

✓ Solicitaciones a Corte:

$$Vu_{diseño} = Vu_{sol.} * \frac{Carga (Momento)}{Solicitud (Momento)}$$

$$a) Vu_{diseño} = 535,69 * \frac{5.029,08}{4.529,69} = 849,64 Ton$$

$$b) Vu_{diseño} = 567,44 * \frac{4.122,38}{4.025,25} = 830,19 Ton$$

✓ Capacidad a Corte:

$$\emptyset Vn_{máx} \geq Vu_{diseño}$$

$$\emptyset Vn_{máx} = 0,85 * (2,65 * \sqrt{f'c} * bw * d)$$

$$\emptyset Vn_{máx} = 0,85 * (2,65 * \sqrt{280} * 30 * 765) = 865,02 Ton$$

$$865,02 \geq 849,64 \rightarrow Ok.$$

✓ As mín Cabezal:

$$a) b * h * 1\% \rightarrow 100 * 60 * 0,01 = 60 cm^2$$

$$b) \rho_{mín} * bw * d \rightarrow 0,0033 * 30 * 765 = 75,74 cm^2 (20\emptyset 25)$$

✓ As mín Alma:

$$a) 0,0025 * bw * long. alma \rightarrow 0,0025 * 30 * 615 = 46,125 cm^2$$

$$b) (Asmín/m): 0,0025 * 30 * 100 = 7,50 cm^2 \rightarrow 2 capas ; c/u \\ = 3,75 cm^2 (1\emptyset 20@30)$$

A continuación, se presenta un gráfico para el chequeo manual de la flexocompresión de los muros, bajo las dimensiones y acero de refuerzo propuestos en los cálculos anteriores, obteniéndose así las curvas de capacidad de dichos muros mediante un programa realizado en Excel, y desarrollado por el autor de este proyecto de titulación, bajo la dirección del Msc. Ing. Patricio Placencia durante las clases de “Hormigón III, EPN”.

✓ Chequeo a Flexocompresión:

FIGURA 4.15 GRÁFICO DE FLEXOCOMPRESIÓN EN MURO ESTRUCTURAL.



FUENTE: Etabs (solicitaciones)
ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

En el gráfico se puede comprobar que las solicitaciones últimas si están dentro de la curva de capacidad, lo que quiere decir, que las dimensiones y aceros de refuerzo propuestos para estos muros, si son capaces de absorber los esfuerzos producidos por flexocompresión sin problema.

✓ Refuerzo transversal en el alma:

$$\phi V_n = 0,85 * A_{cv} * (0,53 * \sqrt{f'_c} + \rho_s * f_y)$$

$$849641 = 0,85 * 30 * 815 * (0,53 * \sqrt{280} + \rho_s * 4200)$$

$$\rho_s = 0,0076$$

$$A_s/m = \rho_s * b_w * 100$$

$$A_s/m = 0,0076 * 30 * 100 = 22,80 \text{ cm}^2 \rightarrow c/capa = 11,40 \text{ cm}^2 (1\phi 16@20)$$

✓ Revisión del cabezal:

$$P_{u_{\text{máx}/col}} \leq 0,56 P_o$$

$$0,56 P_o = 0,56 * (0,85 * f'_c * b * h + \#varillas * A_{varillas} * f_y)$$

$$0,56 P_o = 0,56 * (0,85 * 280 * 60 * 100 + 20 * 4,909 * 4200)$$

$$0,56 P_o = 1030,60 \text{ Ton}$$

$$Pu_{m\acute{a}x/col} = \frac{Pu}{2} + \frac{Mu}{l}$$

$$Pu_{m\acute{a}x/col} = \frac{1062,42}{2} + \frac{4025,25}{7,15} = 1094,18 \text{ Ton} > 1030,60 \text{ Ton} \rightarrow N. C.$$

$$Pu_{m\acute{a}x/col} = \frac{1582,00}{2} + \frac{4529,69}{7,15} = 1424,52 \text{ Ton} > 1030,60 \text{ Ton} \rightarrow N. C.$$

∴ Aumentamos a 100cm del alma:

$$0,56Po = 0,56 * (0,85 * 280 * 30 * 100 + 6 * 2,011 * 4200)$$

$$0,56Po = 428,21 \text{ Ton}$$

$$1030,60 \text{ Ton} + 428,21 \text{ Ton} = 1458,81 \text{ Ton} > 1424,52 \text{ Ton} \rightarrow Ok.$$

✓ Confinamiento:

- Ramas Cortas:

$$\text{Cabezal y 100cm de Alma: } A_{sh} = 0,09 * \frac{10 * 280 * 95}{4200} = 5,70 \text{ cm}^2$$

Para Ø14: 3,73 ramas → **4 ramas Ø14@10**

- Ramas Largas:

$$\text{Cabezal: } A_{sh} = 0,09 * \frac{10 * 280 * 55}{4200} = 3,30 \text{ cm}^2$$

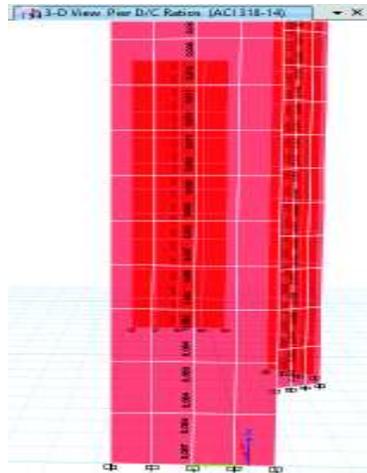
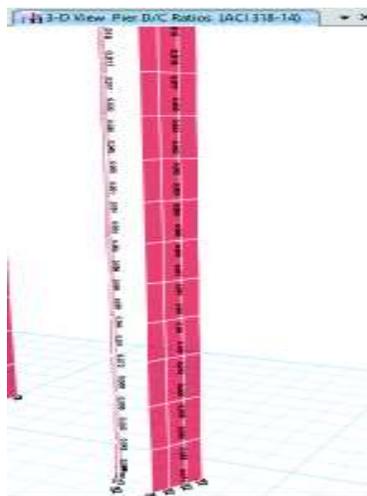
Para Ø14: 2,16 ramas → **2 ramas Ø14@10**

$$100\text{cm de Alma: } A_{sh} = 0,09 * \frac{10 * 280 * 25}{4200} = 1,50 \text{ cm}^2$$

Para Ø14: 0,98 ramas → **2 ramas Ø14@10**

Con los cálculos expuestos, se cumple con un diseño completo de los muros estructurales a corte que se desean proponer, para que estos ayuden de forma eficiente al edificio a cubrir con todos sus problemas estructurales.

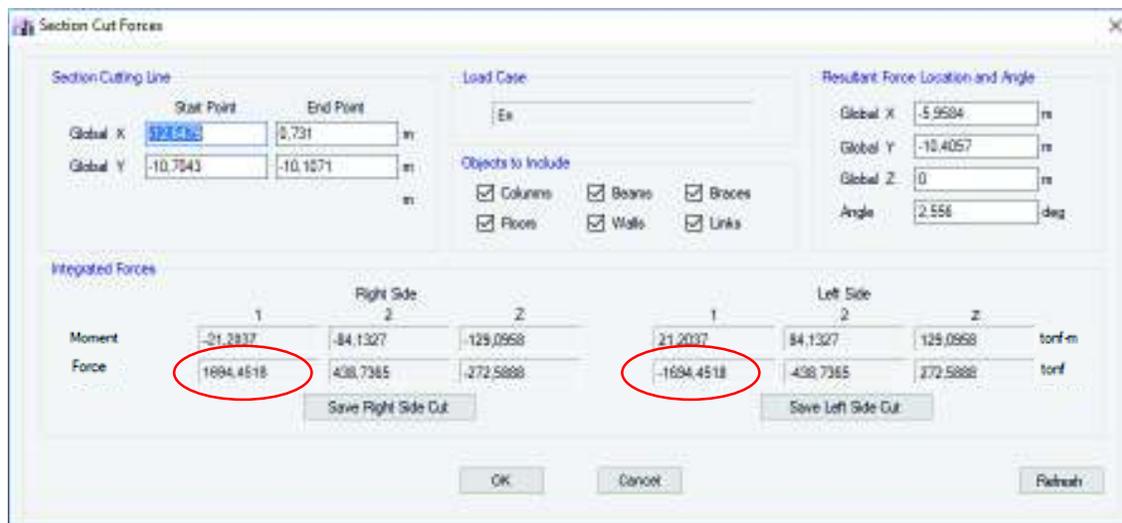
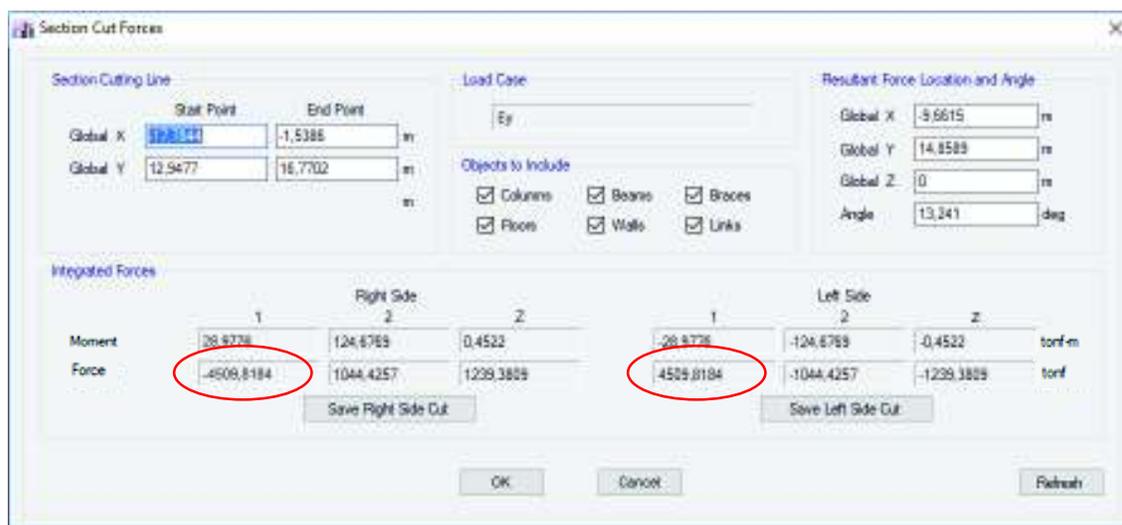
A continuación, se presentan los radios de demanda/capacidad de los muros estructurales analizados mediante el programa Etabs.

FIGURA 4.16 RADIOS D/C, FLEXOCOMPRESIÓN DE PIERS, MURO EJE A.**FIGURA 4.17** RADIOS D/C, FLEXOCOMPRESIÓN DE PIERS, MURO EJE 1.

FUENTE: Etabs (solicitaciones).
ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Como se puede verificar en las figuras anteriores los muros tienen un radio de demanda/capacidad por debajo de 0.9, lo que indica que los muros no presentan problemas de flexocompresión.

Finalmente, se debe verificar que estos muros de corte, absorban como mínimo el 80% del cortante basal tanto en la dirección X, como en la dirección Y, para así tener la certeza que alivian el cortante que soportan las columnas, que seguramente no resistirán a dichos esfuerzos ante la ocurrencia de un evento sísmico fuerte, debido a su bajo acero de refuerzo transversal y mal confinamiento, y también bajo este requisito se asegura que los muros rigidicen a toda la estructura.

FIGURA 4.18 CAPACIDAD A CORTE DE LOS MUROS, SISMO EN X.**FIGURA 4.19** CAPACIDAD A CORTE DE LOS MUROS, SISMO EN Y.

FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Para la figura 4.17 se tiene una capacidad a corte en X del muro de 1.694,45 T, pero al tener dos muros simétricos y de iguales características, el corte total es el doble, es decir, 3.388,90 T, con lo que se cumple con el 80% del corte basal en X, el cual es 4.066,21 T. Mientras que en la figura 4.18, se tiene una capacidad a corte en Y de un solo muro de 4.509,81 T, con lo que por sí solo este muro cumple con el requisito del 80% de corte basal en Y, el cual es de 5.317,36 T, y esto se debe a que estos muros están dispuestos en una ubicación totalmente paralela al sentido Y, y no como en el caso de los otros muros que están dispuestos de manera inclinada respecto a ambas direcciones.

4.1.2 ALTERNATIVA 2 DE REFORZAMIENTO, MURO DE RELLENO ESTRUCTURAL

Para la segunda alternativa de reforzamiento, se quiso proponer la ubicación de muros de relleno entre columnas en el sentido Y, donde se presentan las mayores dificultades por sus excesivos desplazamientos.

Al tratarse de una edificación de oficinas y donde operan los máximos funcionarios de la universidad, es complicado realizar cambios arquitectónicos, por ello se ha tratado de ubicar los muros de rellenos en pórticos donde no se afecte el funcionamiento y la distribución de las oficinas.

La presente teoría de esta técnica de reforzamiento, está expresada bajo criterios del Ing. Msc. Patricio Placencia y la tesis de maestría: "REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", Emma Soto, Universidad Nacional Autónoma de México, México 2008.

4.1.2.1 TEORÍA Y CONSTRUCCIÓN DE MUROS DE RELLENO

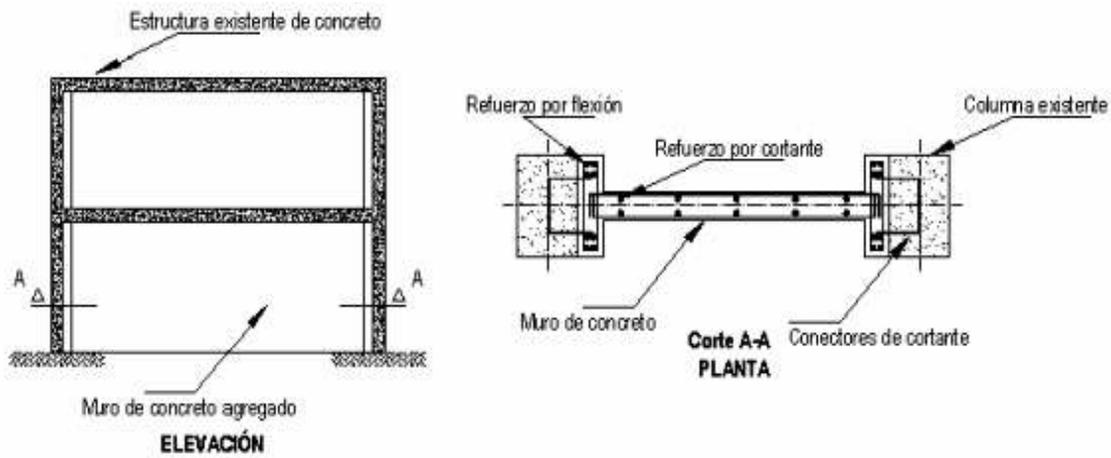
Esta técnica es tal vez la más utilizada para eliminar las excentricidades de rigidez en los edificios, también es útil para proporcionar resistencia lateral, pues ha demostrado efectividad en el control de los desplazamientos laterales al incrementar la capacidad de cargas laterales en estructuras reparadas.

Estos muros de relleno pueden tener un comportamiento similar a un muro estructural siempre y cuando se tenga continuidad en los elementos del pórtico (vigas y columnas), y que en estos casos como las columnas actúan como elementos perimetrales, su capacidad axial debe poder resistir los esfuerzos por compresión y tensión generados por el muro (Alcocer, 1995).

Este reforzamiento consiste en la adición de muros de rellenos, ya sean de mampostería o concreto en los pórticos existentes, y así rigidizar la estructura. Para su realización lo más común es la fundición en sitio por partes o secciones, luego de haber colocado toda la armadura de refuerzo alrededor del pórtico con sus respectivos anclajes con epóxico, para así asegurarse que los esfuerzos

entre el muro y el pórtico existente sean transmitidos a las conexiones de todos los elementos de manera confinada.

FIGURA 4.20 DETALLES DE UN MURO DE RELLENO DE CONCRETO.

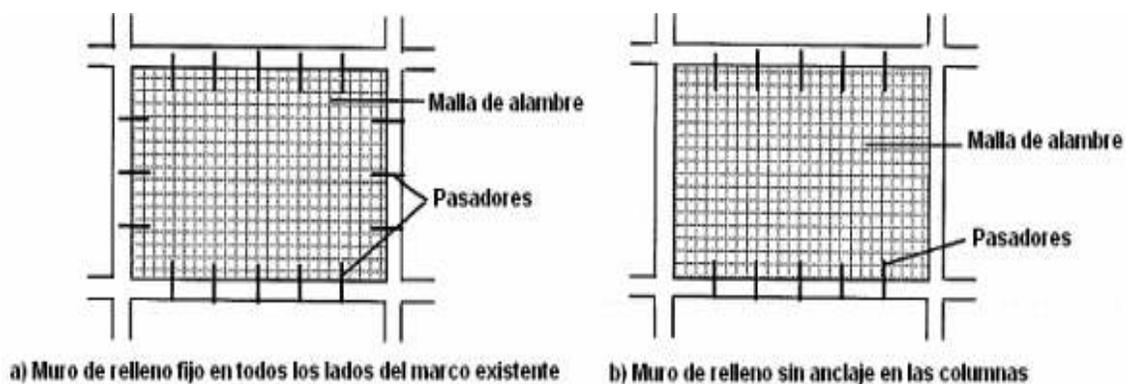


FUENTE: Tesis de maestría, "REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", Emma Soto, Universidad Nacional Autónoma de México, 2008.

Esta conexión entre el pórtico y el muro de relleno se hace usualmente por medio de cuñas o anclajes adhesivos (Aguilar et al., 1996).

A continuación se muestra como se realizan las conexiones del muro con el marco estructural, y aclarando que si la resistencia a cortante de las columnas no es adecuada para resistir las fuerzas a corte generadas por el muro de relleno, entonces éste se ancla solamente a las vigas.

FIGURA 4.21 ANCLAJE DEL MURO DE RELLENO AL PÓRTICO.



FUENTE: Tesis de maestría, "REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", Emma Soto, Universidad Nacional Autónoma de México, 2008.

Ahora bien, el inconveniente con las columnas se puede solucionar al realizar un encamisado completo de ellas y también en vigas, pues de esta manera el

refuerzo del muro se podrá anclar y conectar de forma más eficiente al refuerzo de los elementos encamisados.

En el siguiente cuadro se presentan algunas ventajas (Ohkubo, 1991):

TABLA 4.8 ASPECTOS A INCREMENTARSE CON MUROS DE RELLENO.

Casos	Estructura Original	Estructura Reforzada
1	Flexión pero poca ductilidad	Incremento de ductilidad
2	Flexión pero poca resistencia	Incremento en la resistencia a cortante
3	Falla por cortante, poca ductilidad	Incremento de ductilidad
4	Falla por cortante, poca capacidad	Incremento en la resistencia a cortante
5	Igual a 3 ó 4	Incremento de ductilidad y resistencia

FUENTE: Tesis de maestría, "REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", Emma Soto, Universidad Nacional Autónoma de México, 2008.

Por ellos estos muros son eficaces para reducir ante la ocurrencia de un sismo los daños tanto estructurales como no estructurales de un edificio, ya que limitan las deformaciones.

Pero al igual que la alternativa anterior, se debe chequear la cimentación pues un buen problema puede ser que no sea suficientemente segura para soportar el incremento de carga vertical que provocan estos muros adicionales.

Otros problemas que pueden presentar estos muros son (Sugano, 1981):

- Dificultades de construcción e instalación.
- Se interrumpe el uso y funcionamiento del edificio por la colocación de los muros nuevos.

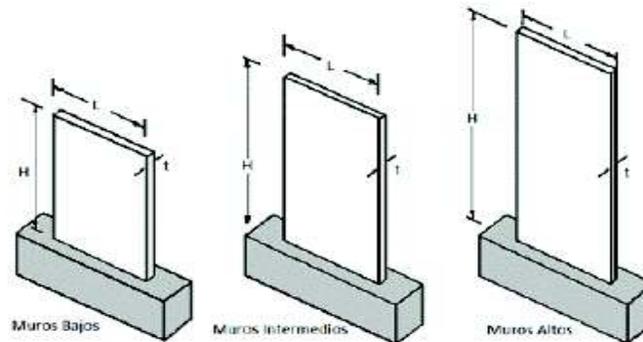
Por otro lado, la relación de aspecto de un muro que es el cociente entre su altura y su longitud, determina el comportamiento del muro y define el diseño para una combinación de acciones como: axial, corte, momento flexionante o una sola acción predominante. Esta relación se la clasifica de la siguiente manera:

Muros altos:
$$\frac{hw}{lw} \geq 5$$

Muros intermedios: $2 \leq \frac{hw}{lw} < 5$

Muros bajos: $\frac{hw}{lw} < 2$

FIGURA 4.22 RELACIONES DE ASPECTO DE LOS MUROS.



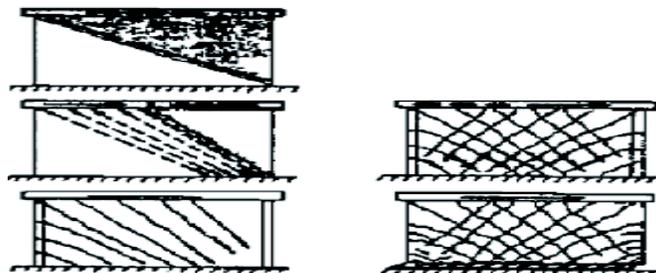
FUENTE: Asistente computacional de análisis, diseño y construcción de edificios

Muros altos: La mayor sollicitación es a flexión en la base. No fallan por corte.

Muros intermedios: Más rígidos que los muros altos y más resistentes a flexión.

Muros bajos: Su mayor sollicitación es a corte y su falla es frágil. Son muy rígidos y difícilmente fallan por flexión.

FIGURA 4.23 FALLAS EN MUROS BAJOS.



FUENTE: Asistente computacional de análisis, diseño y construcción de edificios

TABLA 4.9 RELACIÓN DE ASPECTO DE MUROS DE RELLENO (hw/lw).

MUROS	hw [m]	lw [m]	hw / lw	Tipo
MY1	4.08	1.20	3.40	Muro Intermedio
MY4	4.08	2.35	1.74	Muro Bajo
MY8(a)	4.08	2.70	1.50	Muro Bajo
MY8(b)	4.08	5.40	0.76	Muro Bajo
MY8(c)	3.40	1.50	2.27	Muro Intermedio

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

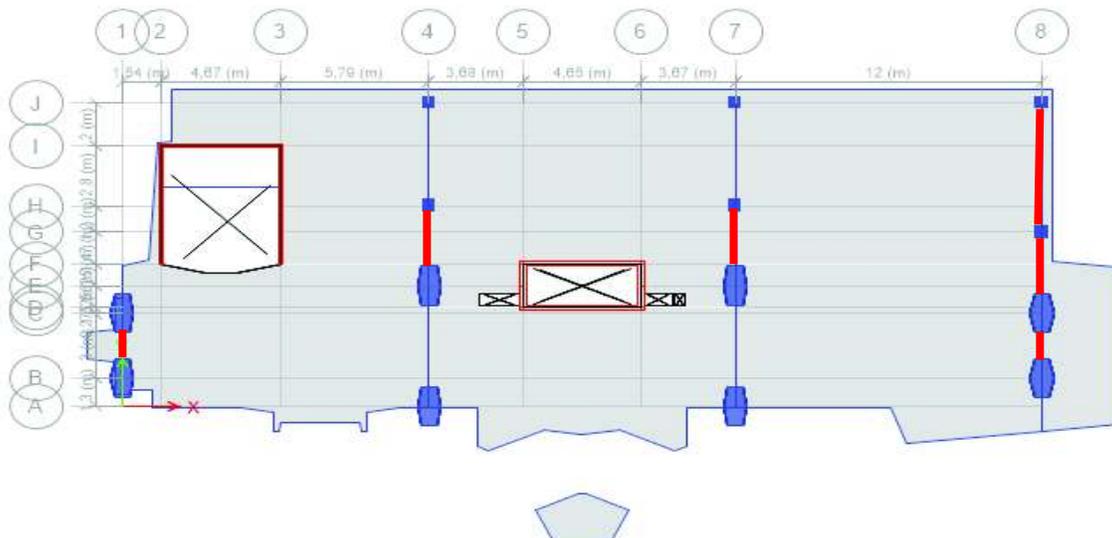
Por la relación de aspecto de los muros a ser colocados en el edificio, se puede concluir que son muros bajos e intermedios (relación de esbeltez baja), por lo que sus solicitaciones predominantes son por corte.

4.1.2.2 MUROS DE RELLENO A COLOCAR EN LA ESTRUCTURA

Se propone ubicar a los muros de relleno en los pórticos exteriores de todas las plantas de la estructura y en los pórticos aledaños al ascensor pero solo en las 3 primeras plantas, con el fin de no interferir con la distribución arquitectónica (además que resulta imposible colocar muros en pórticos que son atravesados por una considerable cantidad de personas) y causar paralizaciones laborales en el edificio.

Por tanto, la distribución de los muros de relleno consta de colocar estos muros en todos los pórticos extremos del sentido Y, es decir del eje 1 y del eje 8 (ejes extremos) (32), y muros en pórticos centrales (solamente en las 3 primeras plantas), es decir, colocados en los ejes 4 y 7, entre los ejes E y H (6).

FIGURA 4.24 UBICACIÓN EN PLANTA DE MUROS DE RELLENO.



ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

En elevación la ubicación sería igual que las mostradas en la figuras 4.3 y 4.4, con la diferencia que se pueden observar las columnas y vigas por tratarse de muros de relleno en los marcos estructurales.

4.1.2.3 ANÁLISIS DE CARGA

Carga Vertical

Para obtener la nueva carga vertical de la estructura solo se modifica la carga muerta. Por ello se debe calcular la carga de los muros de relleno, los cuales tienen diferentes alturas y longitudes, y la carga de las paredes a ser derrocadas se desprecia debido a que son dos o tres máximo, por tanto solo se aumentará la carga muerta estructural original del edificio.

TABLA 4.10 CARGA DE LOS MUROS DE RELLENO.

muro e = 0.30m	H = 4.08m	L = 1.20m	8,81	m3
muro e = 0.30m	H = 4.08m	L = 2.35m	17,26	m3
muro e = 0.30m	H = 4.08m	L = 2.70m	9,91	m3
muro e = 0.30m	H = 4.08m	L = 5.40m	19,83	m3
muro e = 0.30m	H = 3.40m	L = 1.50m	21,42	m3
Vol total =			77,23	m3
γhor =			2,40	T/m3
W =			185,36	T

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

En la tabla 4.10 se muestra la carga de los muros a ser considerados, obteniendo 185,36 T. A continuación se muestra el cálculo de la carga muerta final.

TABLA 4.11 CARGA MUERTA, ESTRUCTURA REFORZADA, ALT. 2.

Carga Muerta Original			Alternativa 2		
W losas+vigas/m2 =	0,57	T/m2	Wmuros =	185,36	T
W col/m2 =	0,17	T/m2			
W paredes/m2 =	1,02	T/m2	Wd final =	9371,33	T
W enlucido/m2 =	0,04	T/m2			
W ac-inst/m2 =	0,15	T/m2			
W escaleras/m2 =	0,02	T/m2			
W muros/m2 =	0,07	T/m2			
Wd tot/m2 =	2,05	T/m2			
Área total =	4480,96	m2			
Wd total =	9185,97	T			

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Como se mencionó en la alternativa 1, la carga muerta estructural es 3.629,58 T, y a esta carga se suma Wmuros de refuerzo (185,36 T), obteniendo una carga estructural final de **3.814,94 T**.

Carga Sísmica

Para determinar esta carga se tienen los mismos valores que el sistema con muros de corte, diferenciándose solo por el valor de la carga reactiva, dando como resultado el siguiente cortante basal para el sistema con muros de relleno.

TABLA 4.12 CORTE BASAL DEL SISTEMA CON MUROS DE RELLENO.

CORTE BASAL:						
	CALCULADO		CORREGIDO (X)		CORREGIDO (Y)	
Ta =	1,53	seg	1,11	seg	0,86	seg
l =	1,30	s.u.	1,30	s.u.	1,30	s.u.
Sa =	0,54	g	0,75	g	0,97	g
R =	3,50	s.u.	3,50	s.u.	3,50	s.u.
ϕ_p =	0,90	s.u.	0,90	s.u.	0,90	s.u.
ϕ_e =	0,90	s.u.	0,90	s.u.	0,90	s.u.
W =	9185,97	T	9371,33	T	9371,33	T
V =	2274,62	T	3222,95	T	4168,34	T
% W =	24,76	%	34,39	%	44,48	%

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

4.1.2.4 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA REFORZADA

La descripción y definición de los materiales es la misma que los muros de corte. Las secciones de los muros de relleno en el programa Etabs, tendrán las mismas características y asignaciones que los muros de la alternativa 1. A continuación, se muestran dos vistas de modelos en 3D de la alternativa 2 de reforzamiento.

FIGURA 4.25 MODELO ALTERNATIVA 2, VISTA A, ETABS.



FIGURA 4.26 MODELO ALTERNATIVA 2, VISTA B, ETABS.



FUENTE: Etabs.

4.1.2.5 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

Comprobación de carga muerta

TABLA 4.13 CARGA MUERTA ESTRUCTURAL, ALTERNATIVA 2, ETABS.

Story	Element Type	Material	Total Weight	Floor Area	Unit Weight
			tonf	m ²	tonf/m ²
Terraza	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	397,25	0,1479
Terraza	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	397,25	0,4609
Terraza	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	42,024	397,25	0,1058
Octavo Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	397,25	0,1479
Octavo Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	397,25	0,4609
Octavo Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	42,024	397,25	0,1058
Séptimo Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	397,25	0,1479
Séptimo Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	397,25	0,4609
Séptimo Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	42,024	397,25	0,1058
Sexto Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	397,25	0,1479
Sexto Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	397,25	0,4609
Sexto Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	42,024	397,25	0,1058
Quinto Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	397,25	0,1479
Quinto Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	397,25	0,4609
Quinto Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	42,024	397,25	0,1058
Cuarto Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	397,25	0,1479
Cuarto Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	397,25	0,4609
Cuarto Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	42,024	397,25	0,1058
Tercer Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	58,752	397,25	0,1479
Tercer Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	183,09062	397,25	0,4609
Tercer Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	42,024	397,25	0,1058
Segundo Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	123,3792	633,41	0,1948
Segundo Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	312,49035	633,41	0,4933
Segundo Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	123,8394	633,41	0,1955
Primer Piso	Column	f'c = 280 kg/cm ²	123,3792	579,69	0,2128
Primer Piso	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	280,13724	579,69	0,4833
Primer Piso	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	123,8394	579,69	0,2136
Planta Baja	Column	f'c = 280 kg/cm ²	123,3792	593,51	0,2079
Planta Baja	Beam	f'c = 280 kg/cm ²	280,73262	593,51	0,473
Planta Baja	Wall	f'c = 280 kg/cm ²	132,04525	593,51	0,2225
TOTAL	ALL	ALL	3843,96463	4745,16	0,8101

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Según lo calculado manualmente en la sección 4.1.2.3.1, la carga muerta estructural final del edificio es de **3.814,94 T**, y el ETABS calcula una carga estructural final de **3.843,96 T**, dando un error del **0,75 %**, lo cual es aceptable.

Comprobación del corte basal

A continuación se muestran los valores del corte basal, obtenidos del programa.

TABLA 4.14 CORTE BASAL ESTRUCTURA REFORZADA, ALTERNATIVA 2, ETABS.

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Ex	Seismic	X + Ecc. Y	5	Tapagradas	Base	0,304	1,3051	10491,6399	3189,4585
Ey	Seismic	Y - Ecc. X	5	Tapagradas	Base	0,405	1,181	10491,6399	4249,1142

FUENTE: Etabs.

ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

Según lo señalado en la sección 4.1.2.3.2 el cortante basal determinado manualmente para la estructura reforzada, en X tiene un valor de 3.222,95 T, y lo obtenido por medio del programa Etabs, nos da un valor de 3.189,46 T, dando un **1,04%** de error, y en Y, manualmente se tiene un valor de 4.168,34 T, y lo obtenido por el Etabs, nos da un valor 4.249,11 T, dando un **1,90%** de error, lo cual es muy aceptable.

4.1.2.6 CRITERIOS DE DISEÑO A CORTE PARA LOS MUROS DE RELLENO

El diseño de los muros de relleno, se regirá a lo estipulado en la sección 21.9 “Muros estructurales especiales y vigas de acople”, del ACI 318 – 08. Los muros estructurales o de relleno deben cumplir con la condición:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u : Fuerza cortante mayorada solicitada de diseño del muro.

ϕ : 0.60, coeficiente de reducción de resistencia (sección 5.2.3, NEC_SE_MP).

V_n : Fuerza cortante resistente nominal del muro.

La fuerza cortante resistente nominal del muro está determinada por la contribución del hormigón y el acero de refuerzo.

$$V_n = V_c + V_s = A_{cv} * (\alpha_c * \lambda * \sqrt{f'_c} + \rho_t * f_y)$$

Donde:

V_c : Fuerza a corte contribuida por el hormigón.

V_s : Fuerza a corte contribuida por el acero de refuerzo.

A_{cv} : Sección transversal de muro a considerar.

λ : Coeficiente del hormigón, es igual a 1 cuando el hormigón se considera normal (sin finalidades especiales).

α_c : Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia cortante del muro (0.80 si $h_w/l_w \leq 1.5$; 0.53 si $h_w/l_w \geq 2.0$; interpolar si $1.5 < h_w/l_w < 2$).

f'_c : Resistencia a compresión del hormigón, 280 kg/cm².

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero, 4200 kg/cm².

ρ_t : Cuantía de acero transversal, colocado perpendicular a A_{cv} .

A_s : Área de acero en la longitud de corte.

$$\rho_t = \frac{A_s}{A_{cv}} \geq 0.0025$$

$$s \leq 450 \text{ mm}$$

La contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia del muro, es inversamente proporcional a la relación de aspecto, es decir, mayor será la contribución del hormigón mientras el muro sea más bajo. Para los muros de relleno propuestos se tiene que:

TABLA 4.15 CONTRIBUCIÓN RELATIVA DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A LA RESISTENCIA A CORTE DEL MURO, ALTERNATIVA 2.

MUROS	hw [m]	lw [m]	hw / lw	Tipo	α_c
MY1	4.08	1.20	3.40	Muro Intermedio	0.53
MY4	4.08	2.35	1.74	Muro Bajo	0.78
MY8(a)	4.08	2.70	1.50	Muro Bajo	0.80
MY8(b)	4.08	5.40	0.76	Muro Bajo	0.80
MY8(c)	3.40	1.50	2.27	Muro Intermedio	0.53

ELABORADO POR: LooR Cevallos Alfredo

Diseño a corte para los muros de relleno

A continuación se muestran los cálculos desarrollados para conocer la capacidad a corte de los muros de relleno y compararlos con las solicitaciones, y así cerciorarse que el diseño este bien hecho.

TABLA 4.16 DISEÑO A CORTE DE LOS MUROS DE RELLENO.

MUROS	hw	lw	hw / lw	Espesor	Acv	Malla	Φ	@	Varillas	As	ρ_{tmin}	Asmín	As \geq Asmín
	[m]	[m]		[cm]	[cm ²]	#	[mm]	[cm]	#	[cm ²]		[cm ² /m]	
MY1	4,08	1,20	3,40	30	3600	2	12	10	13	29,41	0,0025	2,40	Ok
MY4	4,08	2,35	1,74	30	7050	2	12	10	24	54,29	0,0025	4,70	Ok
MY8(a)	4,08	2,70	1,51	30	8100	2	12	10	28	63,33	0,0025	5,40	Ok
MY8(b)	4,08	5,40	0,76	30	16200	2	16	10	55	221,17	0,0025	10,80	Ok
MY8(c)	3,40	1,50	2,27	30	4500	2	12	10	16	36,19	0,0025	3,00	Ok

MUROS	hw	lw	hw / lw	ρ_t	α_c	Vn	ΦV_n	Vu	Vu \leq ΦV_n
	[m]	[m]				(T)	(T)	(T)	
MY1	4,08	1,20	3,40	0,0082	0,53	155,43	93,26	93,11	Ok
MY4	4,08	2,35	1,74	0,0077	0,78	320,02	192,01	187,63	Ok
MY8(a)	4,08	2,70	1,51	0,0078	0,80	374,44	224,66	223,78	Ok
MY8(b)	4,08	5,40	0,76	0,0137	0,80	1145,77	687,46	645,99	Ok
MY8(c)	3,40	1,50	2,27	0,0080	0,53	191,91	115,15	108,81	Ok

ELABORADO POR: Looor Cevallos Alfredo

FUENTE: Etabs (solicitaciones)

El cuadro 4.16 nos demuestra que los muros de relleno pueden soportar las solicitaciones que se presentan mediante su capacidad a cortante con las características de reforzamiento que se han propuesto para cada tipo de muro.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS

5.1 RESULTADOS DEL ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y DE LAS ALTERNATIVAS DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Los resultados de la vulnerabilidad sísmica del edificio en estudio, se los presenta divididos en las tres características más importantes y esenciales que toda estructura sismo resistente actualmente debe tener, es decir, poseer una excelente rigidez, buena resistencia de sus elementos estructurales a los esfuerzos sometidos y también tener una adecuada ductilidad.

Entonces, acerca de la resistencia del edificio, dada por sus elementos estructurales, se verificó que tanto en las columnas como en las vigas banda su confinamiento no es adecuado, siendo así insuficiente para poder brindar una alta resistencia en toda la estructura.

Por tanto, la ductilidad del edificio, debido a las bajas resistencias, se presentará y desarrollará al producirse grandes deformaciones, lo cual hace que la ductilidad de la estructura también sea baja y no disipe energía en el rango elástico.

Y finalmente, referente a la rigidez del edificio, esta también es muy baja, pues como ya se evidenció en los análisis realizados, la estructura tiene una excesiva flexibilidad lateral, ya que al chequear las derivas de piso, estas superan en algunos casos por mucho a la deriva máxima permitida por la norma actual.

Por lo cual, es claro que esta edificación posee muchas deficiencias tanto a nivel global como se lo acaba de mencionar, como a nivel de cada uno de sus elementos estructurales como se lo demostró en el desarrollo del tercer capítulo, para poder ser una estructura sismo resistente.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos por el estudio y diseño de las dos alternativas de reforzamiento propuestas en el capítulo anterior.

5.1.1 ALTERNATIVA 1

5.1.1.1 Modos de vibración

Con la disposición de los muros de corte en la periferia del edificio, para evitar grandes derrocamientos en la estructura actual e interrupciones en su funcionamiento, se espera que esta configuración tenga un comportamiento adecuado ante la presencia de un sismo.

TABLA 5.1 MODOS DE VIBRACIÓN, ALTERNATIVA 1.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	%PPM		RZ	%PPM
						X	Y		Rz
Modal	1	1,402	59,95	4,86E-03	0	99,62	0,01	0,45	0,45
Modal	2	0,853	0,01	59,13	0	0,02	93,68	3,95	3,95
Modal	3	0,757	0,23	3,99	0	0,38	6,32	54,07	54,07
Modal	4	0,371	21,31	1,59E-04	0			0,44	
Modal	5	0,223	0,01	21,34	0			0,61	
Modal	6	0,194	5,58	1,67E-03	0			0,21	
Modal	7	0,173	0,75	0,38	0			24,13	
Modal	8	0,168	2,39E-03	0,01	0			4,21E-03	
Modal	9	0,168	0,3	1,71E-03	0			0,08	
Modal	10	0,156	3,16	0,01	0			0,82	
Modal	11	0,128	0	0	0			0	
Modal	12	0,125	0,02	0	0			4,24E-03	

FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

En la tabla 5.1 se puede evidenciar que el comportamiento dinámico de la estructura es el más ideal posible, puesto que sus dos primeros modos son traslación y con un porcentaje de participación de masa de más del 90%, lo cual es muy importante considerar, y el tercer modo es rotación como se lo espera.

5.1.1.2 Control de derivas

Según lo expresado por la NEC_SE_DS, NEC 2015, para estructuras de hormigón armado, con muros estructurales que absorban el 80% del cortante basal de la estructura, la deriva de piso máxima horizontal inelástica, expresada como fracción de la altura del piso (Δ_M), no debe ser mayor a 0.01.

A continuación, se presentan las derivas de piso obtenidas de la estructura reforzada con la alternativa 1.

TABLA 5.2 DERIVAS SISMO EN X, ALTERNATIVA 1, MÉTODO ESTÁTICO.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	ΔE	ΔM	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u		
Terraza	1	59	Ex	39,4905	16,0418	2,04072	0,0014	0,0076	ok	75,82
Octavo Piso	1	58	Ex	34,5801	12,2773	2,00082	0,0014	0,0072	ok	71,88
Séptimo Piso	1	60	Ex	29,9252	8,67505	1,88943	0,0013	0,0069	ok	68,95
Sexto Piso	1	61	Ex	25,4600	5,38158	1,71063	0,0011	0,0060	ok	59,55
Quinto Piso	1	62	Ex	21,6032	2,50584	1,46821	0,0012	0,0064	ok	64,19
Cuarto Piso	1	63	Ex	17,4458	0,17235	1,16533	0,0011	0,0057	ok	57,08
Tercer Piso	1	57	Ex	13,7495	1,50873	0,80638	0,0010	0,0053	ok	52,71
Segundo Piso	1	43	Ex	10,3361	2,40591	0,41558	0,0009	0,0048	ok	48,49
Primer Piso	1	35	Ex	6,56800	1,87447	0,09752	0,0008	0,0042	ok	41,89
Planta Baja	1	250	Ex	3,31255	0,67866	0,03678	0,0008	0,0043	ok	42,62
Base	1	249	Ex	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,00

TABLA 5.3 DERIVAS SISMO EN Y, ALTERNATIVA 1, MÉTODO ESTÁTICO.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	ΔE	ΔM	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u		
Terraza	1	59	Ey	1,38795	33,3957	4,15997	0,0012	0,0065	ok	65,33
Octavo Piso	1	58	Ey	1,13325	29,1651	4,18612	0,0012	0,0061	ok	60,64
Séptimo Piso	1	60	Ey	0,89251	25,2379	4,24296	0,0011	0,0059	ok	59,45
Sexto Piso	1	61	Ey	0,68349	21,3882	4,28273	0,0011	0,0056	ok	56,25
Quinto Piso	1	62	Ey	0,51212	17,7451	4,25361	0,0010	0,0052	ok	51,55
Cuarto Piso	1	63	Ey	0,38414	14,4065	4,11045	0,0009	0,0047	ok	47,07
Tercer Piso	1	57	Ey	0,29988	11,3579	3,81507	0,0008	0,0044	ok	44,04
Segundo Piso	1	43	Ey	0,26198	8,50599	3,31492	0,0008	0,0041	ok	41,50
Primer Piso	1	35	Ey	0,24367	5,2811	2,54424	0,0006	0,0034	ok	33,84
Planta Baja	1	250	Ey	0,10774	2,65095	1,40829	0,0006	0,0034	ok	34,11
Base	1	249	Ey	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,00

TABLA 5.4 DERIVAS SISMO EN X, ALTERNATIVA 1, MÉTODO DINÁMICO.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	ΔE	ΔM	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u		
Terraza	1	59	ESPx Max	33,6105	8,844	1,09054	0,0011	0,0056	ok	55,75
Octavo Piso	1	58	ESPx Max	30,0001	6,97086	1,06831	0,0011	0,0058	ok	57,88
Séptimo Piso	1	60	ESPx Max	26,2518	5,25945	1,00625	0,0011	0,0055	ok	55,46
Sexto Piso	1	61	ESPx Max	22,6600	3,83903	0,90721	0,0010	0,0052	ok	51,83
Quinto Piso	1	62	ESPx Max	19,3032	2,85651	0,7744	0,0010	0,0053	ok	52,61
Cuarto Piso	1	63	ESPx Max	15,8958	2,40761	0,6117	0,0009	0,0049	ok	48,58
Tercer Piso	1	57	ESPx Max	12,7495	2,32198	0,42662	0,0009	0,0047	ok	46,53
Segundo Piso	1	43	ESPx Max	9,73611	2,23184	0,24857	0,0008	0,0042	ok	42,05
Primer Piso	1	35	ESPx Max	6,46800	1,49541	0,15741	0,0008	0,0043	ok	43,18
Planta Baja	1	250	ESPx Max	3,11255	0,52497	0,10831	0,0008	0,0040	ok	40,05
Base	1	249	ESPx Max	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,00

TABLA 5.5 DERIVAS SISMO EN Y, ALTERNATIVA 1, MÉTODO DINÁMICO.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	ΔE	ΔM	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u		
Terraza	1	59	ESPy Max	2,29348	23,2257	7,72155	0,0008	0,0044	ok	44,17
Octavo Piso	1	58	ESPy Max	2,62316	20,3651	7,74004	0,0008	0,0043	ok	42,88
Séptimo Piso	1	60	ESPy Max	3,06714	17,5879	7,76359	0,0008	0,0040	ok	40,14
Sexto Piso	1	61	ESPy Max	3,47679	14,9882	7,72192	0,0007	0,0038	ok	37,63
Quinto Piso	1	62	ESPy Max	3,75243	12,5511	7,54172	0,0007	0,0039	ok	38,76
Cuarto Piso	1	63	ESPy Max	3,81792	10,0407	7,16175	0,0007	0,0037	ok	36,79
Tercer Piso	1	57	ESPy Max	3,62949	7,65791	6,53062	0,0006	0,0033	ok	33,23
Segundo Piso	1	43	ESPy Max	3,14198	5,50599	5,57459	0,0005	0,0026	ok	26,06
Primer Piso	1	35	ESPy Max	1,91705	3,4811	4,21517	0,0004	0,0024	ok	23,55
Planta Baja	1	250	ESPy Max	0,63593	1,65095	2,31141	0,0004	0,0021	ok	21,24
Base	1	249	ESPy Max	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,0

FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Como se puede observar en las tablas 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5, debido a los muros estructurales de corte colocados en la periferia del edificio y a lo largo de toda su altura, las derivas máximas de piso son menores a la máxima permitida por norma (0.01), tanto para el sismo en X, como para el sismo en Y, y teniendo las menores derivas con el método dinámico.

5.1.1.3 Chequeo del esfuerzo admisible (cimentación)

Este chequeo se lo obtiene de la misma manera que en la sección 3.3.3.5.

TABLA 5.6 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L), ALTERNATIVA 1.

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A D + L (m)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		0,000984	0,001067			
4	0,00099			0,000868	0,000951	0,000801
7	0,000935			0,000901	0,000836	0,000747
8		0,00104	0,001052		0,000708	0,000655
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m ²)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		16,9479	18,3737			
4	17,0478			14,9470	16,3762	13,7932
7	16,1007			15,5152	14,3959	12,8633
8		17,9088	18,1154		12,1918	11,2791
COMPROBACIÓN $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		Ok	Ok			
4	Ok			Ok	Ok	Ok
7	Ok			Ok	Ok	Ok
8		Ok	Ok		Ok	Ok

TABLA 5.7 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L+Ex), ALTERNATIVA 1.

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A D + L + Ex (m)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		0,001108	0,001124			
4	0,001043			0,000892	0,000975	0,000568
7	0,00108			0,000937	0,000896	0,000879
8		0,001074	0,001003		0,000881	0,00085
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m ²)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		19,0798	19,3553			
4	17,9605			15,3602	16,7895	9,7810
7	18,5907			16,1351	15,4291	15,1364
8		18,4891	17,2717		15,1708	14,6370
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		Ok	Ok			
4	Ok			Ok	Ok	Ok
7	Ok			Ok	Ok	Ok
8		Ok	Ok		Ok	Ok

TABLA 5.8 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L+Ey), ALTERNATIVA 1.

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A D + L + Ey (m)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		0,00121	0,00128			
4	0,001048			0,00111	0,001075	0,000968
7	0,0011			0,00107	0,001006	0,000919
8		0,001137	0,00117		0,001001	0,000855
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m ²)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		20,8362	22,0416			
4	18,0466			19,1142	18,5115	16,6690
7	18,9351			18,4254	17,3233	15,8252
8		19,5791	20,1474		17,2372	14,7231
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		Ok	Ok			
4	Ok			Ok	Ok	Ok
7	Ok			Ok	Ok	Ok
8		Ok	Ok		Ok	Ok

FUENTE: Etabs (deformaciones)
ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Por lo que se puede evidenciar que en ningún caso se ha sobrepasado el esfuerzo admisible del suelo de 30T/m² para carga vertical y de 36.6T/m² para carga vertical más sismo.

5.1.2 ALTERNATIVA 2

5.1.2.1 Modos de vibración

Con la distribución estratégica de los muros de relleno en la estructura, se espera tener un comportamiento adecuado del edificio ante la presencia de un sismo.

TABLA 5.9 MODOS DE VIBRACIÓN, ALTERNATIVA 2.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	%PPM x	%PPM y	RZ	%PPM Rz
Modal	1	1,708	55,07	0,45	0	98,01	0,92	2,64	2,64
Modal	2	1,325	0,61	47,26	0	1,09	96,57	2,53	2,53
Modal	3	0,919	0,52	1,22	0	0,93	2,49	42,34	42,34
Modal	4	0,402	22,95	0,08	0			0,24	
Modal	5	0,298	0,37	23,76	0			1,43	
Modal	6	0,226	3,9	0,1	0			1,77	
Modal	7	0,21	0,46	1,17	0			22,55	
Modal	8	0,172	6,9	1,52E-03	0			0,17	
Modal	9	0,146	0,04	11,61	0			0,1	
Modal	10	0,121	0,17	0,35	0			5,06	
Modal	11	0,109	0,22	2,05	0			0,62	
Modal	12	0,107	2,16	1,25	0			4,19	

FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Al igual que la alternativa 1, se tiene un comportamiento dinámico ideal de la estructura con la distribución geométrica de muros de relleno propuesta, y se puede decir que hasta algo mejorada, pues el porcentaje de participación de masa para los primeros dos modos es mayor y el porcentaje de rotación del tercer modo es menor en comparación con la primera alternativa.

5.1.2.2 Control de derivas

TABLA 5.10 DERIVAS SISMO X, ALTERNATIVA 2, MÉTODO ESTÁTICO.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	ΔE	ΔM	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u	ok	
Terraza	1	59	Ex	135,664	63,536	-0,034	0,0040	0,0211	rigidizar piso	105,68
Octavo Piso	1	58	Ex	121,976	61,659	-0,009	0,0043	0,0223	rigidizar piso	111,56
Séptimo Piso	1	60	Ex	107,526	58,962	0,042	0,0042	0,0221	rigidizar piso	110,38
Sexto Piso	1	61	Ex	93,229	55,294	0,109	0,0038	0,0198	ok	98,93
Quinto Piso	1	62	Ex	80,4157	50,588	0,182	0,0041	0,0216	rigidizar piso	107,95
Cuarto Piso	1	63	Ex	66,4338	44,779	0,252	0,0039	0,0206	rigidizar piso	102,78
Tercer Piso	1	57	Ex	53,1213	37,713	0,305	0,0037	0,0197	ok	98,34
Segundo Piso	1	43	Ex	40,3842	29,005	0,323	0,0036	0,0191	ok	95,31
Primer Piso	1	35	Ex	25,5711	16,353	0,282	0,0033	0,0172	ok	85,77
Planta Baja	1	250	Ex	12,2394	4,918	0,167	0,0030	0,0157	ok	78,75
Base	1	249	Ex	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,00

TABLA 5.11 DERIVAS SISMO Y, ALTERNATIVA 2, MÉTODO ESTÁTICO.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	ΔE	ΔM	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u		
Terraza	1	59	Ey	18,128	93,4027	8,452	0,0044	0,0233	rigidizar piso	116,47
Octavo Piso	1	58	Ey	17,587	78,3172	8,322	0,0042	0,0220	rigidizar piso	110,06
Séptimo Piso	1	60	Ey	17,165	64,0614	8,041	0,0038	0,0199	ok	99,26
Sexto Piso	1	61	Ey	16,851	51,2054	7,593	0,0037	0,0197	ok	98,39
Quinto Piso	1	62	Ey	16,537	38,4612	6,963	0,0040	0,0212	rigidizar piso	105,85
Cuarto Piso	1	63	Ey	16,017	24,751	6,140	0,0037	0,0195	ok	97,34
Tercer Piso	1	57	Ey	14,906	12,1430	5,119	0,0023	0,0122	ok	61,02
Segundo Piso	1	43	Ey	12,446	4,23979	3,893	0,0005	0,0026	ok	13,16
Primer Piso	1	35	Ey	7,163	2,19492	2,735	0,0004	0,0018	ok	9,22
Planta Baja	1	250	Ey	2,141	0,76181	1,418	0,0002	0,0010	ok	4,90
Base	1	249	Ey	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,00

TABLA 5.12 DERIVAS SISMO X, ALTERNATIVA 2, MÉTODO DINÁMICO.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	ΔE	ΔM	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u		
Terraza	1	59	ESPx Max	106,921	53,536	3,503	0,0042	0,0220	rigidizar piso	110,23
Octavo Piso	1	58	ESPx Max	92,6428	51,659	3,454	0,0041	0,0215	rigidizar piso	107,68
Séptimo Piso	1	60	ESPx Max	78,6952	48,962	3,345	0,0038	0,0199	ok	99,71
Sexto Piso	1	61	ESPx Max	65,7807	45,294	3,164	0,0042	0,0219	rigidizar piso	109,42
Quinto Piso	1	62	ESPx Max	51,608	40,588	2,903	0,0039	0,0203	rigidizar piso	101,47
Cuarto Piso	1	63	ESPx Max	38,4658	34,779	2,555	0,0032	0,0168	ok	84,12
Tercer Piso	1	57	ESPx Max	27,5697	27,713	2,116	0,0028	0,0145	ok	72,42
Segundo Piso	1	43	ESPx Max	18,1893	19,005	1,589	0,0018	0,0096	ok	48,08
Primer Piso	1	35	ESPx Max	10,716	15,353	1,105	0,0014	0,0075	ok	37,34
Planta Baja	1	250	ESPx Max	4,9122	3,918	0,570	0,0012	0,0063	ok	31,60
Base	1	249	ESPx Max	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,00

TABLA 5.13 DERIVAS SISMO Y, ALTERNATIVA 2, MÉTODO DINÁMICO.

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	UX	UY	UZ	ΔE	ΔM	chequeo	% deriva
				mm	mm	mm	s.u	s.u		
Terraza	1	59	ESPy Max	17,128	89,0505	7,800	0,0039	0,0205	rigidizar piso	102,70
Octavo Piso	1	58	ESPy Max	18,587	75,7486	7,685	0,0038	0,0198	ok	99,17
Séptimo Piso	1	60	ESPy Max	17,165	62,9032	7,433	0,0038	0,0201	rigidizar piso	100,65
Sexto Piso	1	61	ESPy Max	16,851	49,8663	7,020	0,0037	0,0196	ok	97,87
Quinto Piso	1	62	ESPy Max	16,537	37,1897	6,430	0,0033	0,0175	ok	87,53
Cuarto Piso	1	63	ESPy Max	15,017	25,8522	5,655	0,0035	0,0183	ok	91,58
Tercer Piso	1	57	ESPy Max	13,906	13,9911	4,691	0,0025	0,0134	ok	66,77
Segundo Piso	1	43	ESPy Max	11,446	5,34339	3,544	0,0006	0,0032	ok	15,89
Primer Piso	1	35	ESPy Max	6,163	2,87414	2,480	0,0004	0,0024	ok	11,80
Planta Baja	1	250	ESPy Max	2,141	1,03982	1,285	0,0003	0,0013	ok	6,69
Base	1	249	ESPy Max	0	0	0	0,0000	0,0000	ok	0,00

FUENTE: Etabs

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Como se demuestra en las tablas 5.10, 5.11, 5.12 y 5.13, las derivas máximas de piso son mayores a la máxima permitida (0.02), sobre todo en las últimas plantas del edificio, tanto para el sismo en X, como para el sismo en Y, es decir, que con los muros estructurales de relleno en los pórticos, no se ha podido controlar derivas.

5.1.2.3 Chequeo del esfuerzo admisible (cimentación)

Este chequeo se lo obtiene de la misma manera que en la sección 3.3.3.5.

TABLA 5.14 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L), ALTERNATIVA 2.

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A D + L (m)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		0,00081	0,000902			
4	0,00072			0,000808	0,00052	0,000671
7	0,00054			0,000719	0,0006	0,000702
8		0,00075	0,00083		0,000412	0,000357
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m ²)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		13,9482	15,5324			
4	12,3984			13,9138	8,9544	11,5546
7	9,2988			12,3812	10,3320	12,0884
8		12,9150	14,2926		7,0946	6,1475
COMPROBACIÓN $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		Ok	Ok			
4	Ok			Ok	Ok	Ok
7	Ok			Ok	Ok	Ok
8		Ok	Ok		Ok	Ok

TABLA 5.15 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L+Ex), ALTERNATIVA 2.

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A D + L + Ex (m)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		0,000755	0,000899			
4	0,000901			0,0009	0,00037	0,000711
7	0,000811			0,001	0,00066	0,000497
8		0,00079	0,000802		0,0005	0,000545
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m ²)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		13,0011	15,4808			
4	15,5152			15,4980	6,3714	12,2434
7	13,9654			17,2200	11,3652	8,5583
8		13,6038	13,8104		8,6100	9,3849
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		Ok	Ok			
4	Ok			Ok	Ok	Ok
7	Ok			Ok	Ok	Ok
8		Ok	Ok		Ok	Ok

TABLA 5.16 CHEQUEO DEL ESFUERZO ADMISIBLE PARA LA COMBINACIÓN (D+L+Ey), ALTERNATIVA 2.

DEFORMACIÓN MÁXIMA DEBIDO A D + L + Ey (m)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		0,000815	0,00091			
4	0,00101			0,000987	0,00058	0,000817
7	0,0009			0,00111	0,00071	0,000676
8		0,000921	0,000912		0,0008	0,000615
ESFUERZO DEL SUELO DEBIDO A DEFORMACIÓN MÁXIMA (Ton/m ²)						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		14,0343	15,6702			
4	17,3922			16,9961	9,99	14,0687
7	15,4980			19,1142	12,2262	11,6407
8		15,8596	15,7046		13,7760	10,5903
COMPROBACIÓN 1.33 $\sigma_{adm} \geq \sigma_{máx}$						
Ejes	A	B	C	E	H	J
1		Ok	Ok			
4	Ok			Ok	Ok	Ok
7	Ok			Ok	Ok	Ok
8		Ok	Ok		Ok	Ok

FUENTE: Etabs (deformaciones)
ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

Se puede evidenciar que para la alternativa 2 de reforzamiento, tampoco se sobrepasa en ningún caso el esfuerzo admisible del suelo.

Los edificios en los cuales la técnica de muros de relleno es aplicada con efectividad son aquéllos donde la resistencia lateral es baja, sus pórticos están dispuestos en ambas direcciones y con dimensiones considerables para que el aporte de los muros sea muy significativo, y también donde la resistencia sísmica es controlada por una falla a cortante en los elementos, que sí es nuestro caso.

Pero lastimosamente los marcos (pórticos) del edificio, no tienen una dimensión adecuada para que los muros absorban esas fallas con una mayor capacidad, y además están dispuestos en una sola dirección, por lo que el aporte de los muros no es suficiente para controlar de mejor manera los desplazamientos laterales, sobre todo en la dirección que no hay marcos.

5.2 PLANOS DE LOS REFORZAMIENTOS ESTRUCTURALES PROPUESTOS

5.2.1 ALTERNATIVA 1

5.2.1.1 Planos estructurales de la alternativa 1

En los planos estructurales, se detallan los aceros de refuerzo tanto longitudinales como transversales propuestos para los muros, los que constan en el anexo No. 3.

5.2.1.2 Ilustración en 3D de la estructura reforzada de la alternativa 1

Se muestran varias vistas de un modelo en 3D de toda la estructura reforzada, para comprender de mejor manera la propuesta de reforzamiento que se le quiere brindar al edificio administrativo de la EPN con la alternativa 1, las cuales constan en el anexo No. 4.

5.2.2 ALTERNATIVA 2

Para los muros de relleno, no se desarrollan los planos arquitectónicos ni estructurales, pues como ya se evidenció, esta alternativa no cumple con reducir la vulnerabilidad sísmica de la estructura.

5.3 PRESUPUESTO DE LOS REFORZAMIENTOS ESTRUCTURALES PROPUESTOS

Por lo tanto, el presupuesto referencial que se va a presentar, es solo para la alternativa 1.

Para el desarrollo de este presupuesto referencial, se han tomado como referencia los precios expresados en la cámara de la industria de la construcción, Febrero – Marzo del 2017.

El costo indicado para cada rubro comprende materiales de construcción, mano de obra, equipos y maquinaria, y el análisis se lo desarrolló en una hoja de cálculo facilitada por el Ing. Juan Pablo Chacón.

5.3.1 ALTERNATIVA 1

TABLA 5.17 VOLÚMENES DE OBRA, ALTERNATIVA 1.

2 MUROS: H = 38.54m ; L = 8.15m ; e = 0.30m

Cod.	No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad
1	Alt. 1.1	DERROCAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE	m2	387,94
2	Alt. 1.2	DESALOJO DE MATERIAL CON VOLQUETA (TRANSPORTE 10KM) CARGADA MANUAL	m3	116,38
3	Alt. 1.3	EXCAVACION MANUAL EN CIMENTOS Y PLINTOS	m3	14,71
4	Alt. 1.4	ENCOFRADO/DESENCOFRADO METÁLICO ALQUILADO PARA MURO-DOS CARAS	m2	628,20
5	Alt. 1.5	AUX: HORMIGON SIMPLE F'C=280 KG/CM2	m3	234,71
6	Alt. 1.6	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 14 A 32 MM (CON ALAMBRE GALV. N°18)	kg	19862,88

2 MUROS: H = 42.84m ; L = 4.00m ; e = 0.20m

Cod.	No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad
1	Alt. 1.1	DERROCAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE	m2	299,88
2	Alt. 1.2	DESALOJO DE MATERIAL CON VOLQUETA (TRANSPORTE 10KM) CARGADA MANUAL	m3	59,98
3	Alt. 1.3	EXCAVACION MANUAL EN CIMENTOS Y PLINTOS	m3	11,70
4	Alt. 1.4	ENCOFRADO/DESENCOFRADO METÁLICO ALQUILADO PARA MURO-DOS CARAS	m2	299,88
5	Alt. 1.5	AUX: HORMIGON SIMPLE F'C=280 KG/CM2	m3	119,95
6	Alt. 1.6	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 14 A 32 MM (CON ALAMBRE GALV. N°18)	kg	10184,95

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

TABLA 5.18 PRESUPUESTO REFERENCIAL DE LA ALTERNATIVA 1, DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL.

2 MUROS: H = 38.54m ; L = 8.15m ; e = 0.30m

Cod.	No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	Alt. 1.1	DERROCAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE	m2	387,94	2,40	931,06
2	Alt. 1.2	DESALOJO DE MATERIAL CON VOLQUETA (TRANSPORTE 10KM) CARGADA MANUAL	m3	116,38	10,04	1168,46
3	Alt. 1.3	EXCAVACION MANUAL EN CIMENTOS Y PLINTOS	m3	14,71	9,33	137,20
4	Alt. 1.4	ENCOFRADO/DESENCOFRADO METÁLICO ALQUILADO PARA MURO-DOS CARAS	m2	628,20	6,82	4284,32
5	Alt. 1.5	AUX: HORMIGON SIMPLE F'C=280 KG/CM2	m3	234,71	221,37	51957,75
6	Alt. 1.6	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 14 A 32 MM (CON ALAMBRE GALV. N°18)	kg	19862,88	1,52	30191,58
					SUB-TOTAL	106404,44
					IVA 12%	12768,53
					TOTAL	119172,97

2 MUROS: H = 42.84m ; L = 4.00m ; e = 0.20m

Cod.	No.	Rubro / Descripción	Unidad	Cantidad	P. Unitario	P. Total
1	Alt. 1.1	DERROCAMIENTO DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE	m2	299,88	2,40	719,71
2	Alt. 1.2	DESALOJO DE MATERIAL CON VOLQUETA (TRANSPORTE 10KM) CARGADA MANUAL	m3	59,98	10,04	602,16
3	Alt. 1.3	EXCAVACION MANUAL EN CIMENTOS Y PLINTOS	m3	11,70	9,33	109,16
4	Alt. 1.4	ENCOFRADO/DESENCOFRADO METÁLICO ALQUILADO PARA MURO-DOS CARAS	m2	299,88	6,82	2045,18
5	Alt. 1.5	AUX: HORMIGON SIMPLE F'C=280 KG/CM2	m3	119,95	221,37	26553,33
6	Alt. 1.6	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2 14 A 32 MM (CON ALAMBRE GALV. N°18)	kg	10184,95	1,52	15481,12
					SUB-TOTAL	54612,80
					IVA 12%	6553,54
					TOTAL	61166,34

ELABORADO POR: Loor Cevallos Alfredo

La suma total es: \$ 180.339,31

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- ❖ Por medio del análisis estructural que se le ha realizado a la edificación estudiada, se pudo determinar que en efecto existen varios problemas estructurales en los diferentes elementos estructurales como: columnas, vigas banda, debido a que estos elementos no cuentan con los requerimientos mínimos y necesarios para cubrir las sollicitaciones que se presentan ante la ocurrencia de un evento sísmico. Aunque para sollicitaciones por carga vertical estos elementos si cuentan con la capacidad suficiente para cubrirlos, pero siempre y cuando no se presente un evento sísmico fuerte.
- ❖ El estudio global de este sistema estructural con vigas banda en un solo sentido, presenta un comportamiento lateral muy deficiente, pues se evidencia una excesiva flexibilidad lateral, y esto se constató en las derivas que se producen en la estructura, superando en algunos casos por mucho a la máxima deriva permitida por la NEC 2015, dejando en claro que ante un evento sísmico fuerte se pueden provocar graves daños en elementos no estructurales, comprometiendo así la seguridad del edificio, e inclusive poder llegar al colapso de la edificación.
- ❖ En el análisis de este edificio, al considerar a las gradas que conducen al hemicyclo politécnico y a la planta del rectorado y vicerrectorado como parte de toda la estructura, se pudo constatar que modifican el comportamiento dinámico de la edificación, pues estas funcionan como un centro de rigidez de rotación y además provocan que exista excentricidad con el centro de masa de la estructura, resultando así que el mayor modo de vibración del edificio sea rotación, es decir, que la

estructura es más propensa a rotación que a traslación durante un sismo, lo cual es muy perjudicial para toda estructura.

- ❖ Para el análisis exclusivo de las columnas, se determinó que estas para carga vertical pura, es decir, carga viva y muerta netamente, las columnas resisten los esfuerzos sin problemas algunos, pero para los esfuerzos que se producen durante un evento sísmico, las mismas ya no son capaces de absorberlos o resistirlos, debido en gran parte a su mal y bajo confinamiento, por tener una separación de estribos de 40cm en todas las columnas y en todo lo largo de sus alturas, por lo que no podrán resistir los esfuerzos de cortante en un sismo, razón más para reiterar que esta estructura no posee un comportamiento sismo resistente.
- ❖ En cuanto a las vigas banda se evidenció, que su refuerzo longitudinal en la mayoría de sus tramos de diseño, no cuenta con el acero requerido para cubrir las solicitaciones de la estructura, y que además posee un refuerzo transversal pobre, pues la separación de sus estribos es de 30cm a lo largo de las luces de todos los pórticos.
- ❖ Las mamposterías del edificio son netamente de división arquitectónica y fachada, puesto que ninguna mampostería del edificio es de relleno y mucho menos está confinada en los pórticos. Además, es preferible una distribución continua y simétrica de las mamposterías, pues al poseer cierta rigidez, estas pueden afectar aún más el comportamiento dinámico de la estructura. Lo cual se evidenció en el edificio al verificar que las tres primeras plantas no cuentan con esta distribución ni en planta ni en elevación, y las demás plantas si la poseen con ciertas excepciones.
- ❖ En consecuencia de lo expuesto, se concluye, que esta edificación construida con normas antiguas, o sin alguna valoración o procedimiento sismo resistente, es deficiente y muy vulnerable ante las acciones de cargas sísmicas.

- ❖ Por tanto, la mejor opción para reducir la vulnerabilidad de la estructura estudiada, es rigidizarla, pero teniendo en cuenta que es un edificio público y que necesita estar en continuo funcionamiento, se optó por introducir un sistema de muros estructurales de corte, que se ubiquen en la periferia de la edificación, y así reducir su excesiva flexibilidad lateral, mejorar su comportamiento dinámico, controlar derivas, aliviar el cortante de las columnas y también no interrumpir su funcionamiento.

- ❖ Al cambiar de un sistema de losas con vigas banda a un sistema con muros estructurales de corte, el factor de reducción sísmica R disminuye, provocando que el corte se incremente, en X a 40% y en Y a 55% aproximadamente, y a pesar de que el límite máximo de deriva permitida por la NEC 2015, se disminuye a 0.01, con una adecuada distribución de los muros y sus dimensiones, se logró tener un comportamiento ideal de la estructura y a la vez cumplir con las derivas establecidas por la norma vigente.

- ❖ Al tratarse de muros altos, se debe verificar muy bien su capacidad a flexión pura y flexocompresión y diseñar de manera adecuada su refuerzo de acero y confinamiento, para cumplir con las sollicitaciones a momentos que son las más exigentes para estos tipos de muro, puesto que por corte no va a fallar. Lo cual se ha conseguido con la alternativa 1 de reforzamiento estructural propuesta, que además cumple con la función de rigidizar a toda la estructura, darle un buen comportamiento dinámico, aliviar a los pórticos y brindar seguridad estructural al edificio.

- ❖ Para la alternativa 2, se planteó los muros de relleno o confinamiento, con la finalidad de aplicar este método que, comúnmente se cree que es una de las alternativas más prácticas de reforzamiento estructural de un edificio en nuestro medio. Posterior al análisis de esta alternativa, se puede decir, que este reforzamiento no siempre es útil en especial manera para edificaciones altas y de columnas grandes, pues no se logró controlar las derivas, que es uno de los mayores problemas de la estructura, y aunque este método alivie al pórtico, se necesita de pórticos más grandes

y de una distribución de muros adecuada en ambas direcciones, tanto en planta, para no generar excentricidades y darle un mal comportamiento dinámico a la estructura, como en elevación para que los muros puedan absorber mayores esfuerzos y se controle mejor a los desplazamientos. Ahora si la distribución es correcta aunque sea en una sola dirección, este método si brinda un excelente comportamiento dinámico como se lo demostró en su análisis, pero no ayuda globalmente a la estructura en sus derivas de piso por su gran tamaño y la poca dimensión de los pórticos que recorren toda la altura del edificio.

6.2 RECOMENDACIONES

- ❖ A pesar que una estructura no haya sido construida informalmente, como en este edificio, se debe de igual manera realizar como mínimo un estudio como el presentado en este proyecto, para conocer la actualidad de las edificaciones y más cuando se trata de una construcción antigua con otras normas constructivas diferentes a las contemporáneas, y así crear una cultura de prevención, ante la presencia de un sismo que ponga a prueba a todas las estructuras, y se pueda controlar su comportamiento y evitar pérdidas económicas y humanas.
- ❖ El sistema constructivo de losas con vigas banda no es el mejor, ya que deja varias incertidumbres ante el comportamiento sísmico que este pueda desarrollar, y aunque tampoco se busca satanizar a este sistema constructivo, si se recomienda realizar un exhaustivo estudio y análisis, reducir las patologías estructurales al mínimo y diseñarlo bajo recomendaciones técnicas buenas (Diseño sismorresistente de edificios con vigas banda, Msc. Ing. Patricio Placencia), para así controlar su comportamiento y hacer sismo resistente a este sistema.
- ❖ Se recomienda modelar en programas computacionales como el ETABS, a elementos de gran rigidez (muros) como tipo “Shell”, pues los trata como muros estructurales, y además asignarles características “Pier” para así modelar su respectivo acero de refuerzo y verificar su capacidad a flexocompresión.
- ❖ Se recomienda modelar a la estructura con una cimentación elástica (springs), lo cuales deben tener su propia rigidez que dependerá del coeficiente de balasto (debe ser confiable, bajo un buen estudio de suelos) que se le asigne para que sean muy próximos a los esfuerzos reales del suelo sobre el que se asienta la estructura. Además se debe introducir las cadenas de amarre y los zócalos de piedra para que la modelación se acerque más a la realidad del edificio.

- ❖ También se recomienda para próximos estudios de esta u otra edificación que tenga pórticos en un solo sentido, el utilizar diagonales rigidizadoras (las cuales están siendo muy usadas en la actualidad), y así poder rigidizar a la estructura en el sentido que no posee pórticos y que le ayude a evitar grandes deformaciones y derivas laterales. Por lo que para dicho método de reforzamiento, se debe tener buenos criterios y conocimientos en acero estructural y realizar una modelación más sofisticada que muestre el comportamiento real de estas diagonales en los pórticos o en toda la altura de las estructuras, y así se evidencie su desempeño para reducir la vulnerabilidad sísmica en los edificios que lo requieran.

- ❖ Por último, al tratarse de una edificación de mucha importancia para una de las mejores instituciones educativas del país como lo es la Escuela Politécnica Nacional, no está de más recomendar un estudio y análisis no lineal de la estructura, para tener resultados mucho más realistas y confiables, debido a que no se asumen muchos factores como es el caso en los métodos estático y dinámico, y que dicho estudio no lineal sea realizado por profesionales especialistas estructuras.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

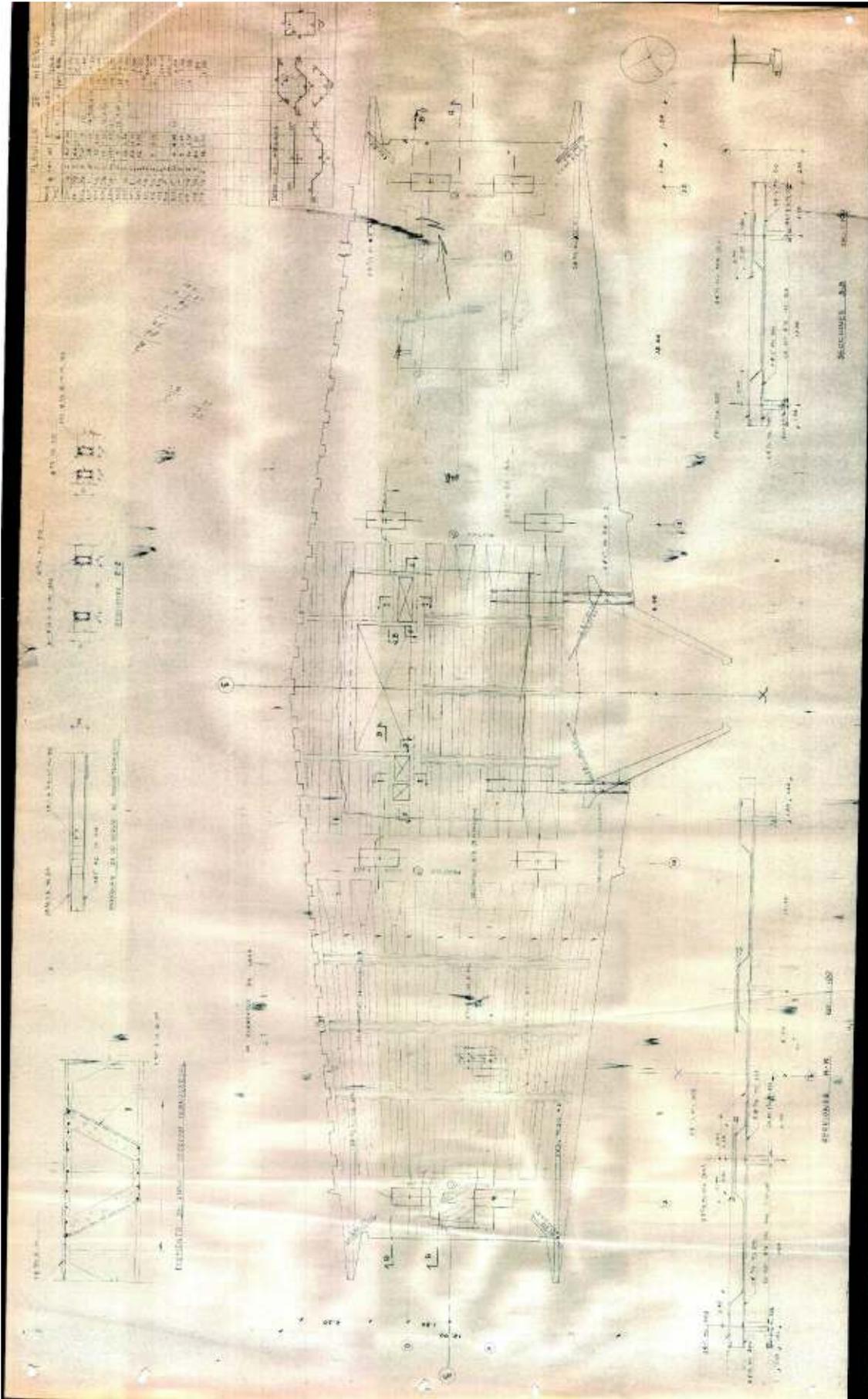
1. Yépez Hugo, Chatelain L., Guillier B. Estudio del Riesgo Sísmico en el Ecuador. Quito, Ecuador.
2. Emma Soto. “Rehabilitación de Estructuras de Concreto”. México: Universidad Nacional Autónoma de México, 2008. Tesis de maestría.
3. American Concrete Institute. (2008). Requisitos y reglamentos para concreto estructural y comentarios. Florida: ACI 318.
4. Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Peligro Sísmico, diseño sismorresistente. Quito, Ecuador.
5. Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Estructuras de Hormigón Armado. Quito, Ecuador.
6. Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Mampostería Estructural. Quito, Ecuador.
7. Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). Cargas No Sísmicas. Quito, Ecuador.
8. Placencia Patricio. (1999). Diseño sismorresistente de edificios con vigas banda. Quito, Ecuador.
9. Monsalve Jazmín. (2005). Análisis y diseño sísmico por desempeño de edificios de muros estructurales. Tesis de Maestría. Venezuela: Universidad de los Andes.
10. Aguiar Roberto. (2008). Análisis Sísmico de Edificios. Quito: Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército.

11. Guerra Marcelo. (2010). Manual para el diseño sismorresistente de edificios utilizando el programa Etabs. Quito, Ecuador.
12. Parra, H. (2016). Desarrollo metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito. Tesis Doctoral.
13. Ochoa Jacqueline, Ulcuango David. (2014). Estudio de la seguridad sísmica y diseño del reforzamiento estructural de una vivienda de tres pisos. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
14. Aguilar Gerardo, Lumbi Edgar. (2015). Diagnóstico y propuesta de reforzamiento estructurales de una edificación representativa en el barrio Atucucho de Quito. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
15. Borja Luis, Torre María. (2015). Diseño del reforzamiento estructural de un edificio de departamentos de cuatro plantas ubicado en el sector Quitumbe, ciudad de Quito, provincia de Pichincha. Tesis de Grado. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
16. Placencia Patricio. (2013). Apuntes de la materia Hormigón III. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
17. Placencia Patricio. (2014). Apuntes de la materia Proyectos Estructurales y Configuración Estructural. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
18. Díaz Sigifredo. (2015). Apuntes de la materia Aplicaciones Computacionales. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
19. Vaca Félix. (2015). Apuntes de la materia Diseño en Madera y Mampostería. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

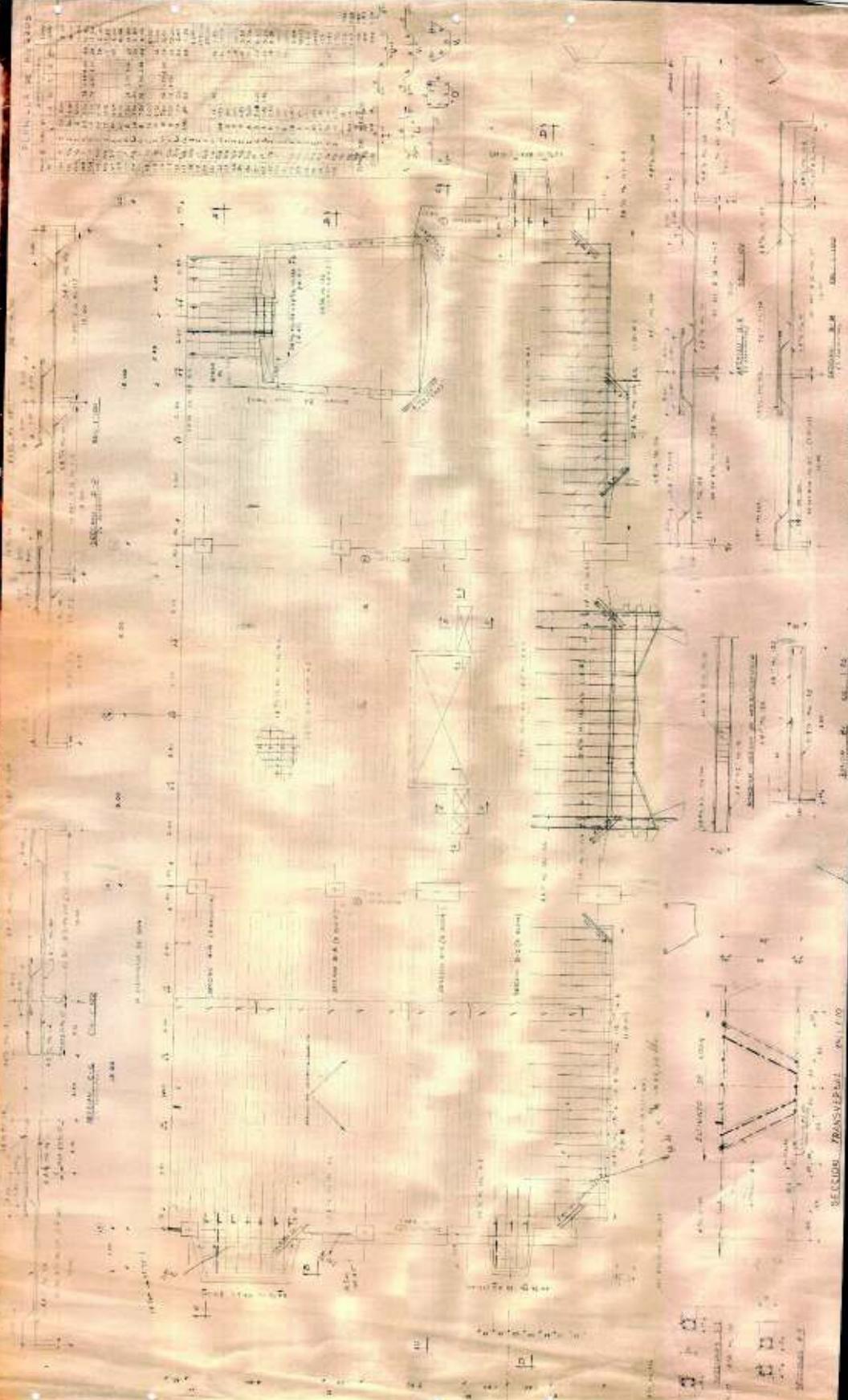
20. Márquez Eduardo. (2016). Apuntes de la materia Ingeniería Sísmica. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
21. Romo Marcelo. Diseño de Losas de Hormigón Armado. Quito: Escuela Politécnica del Ejército.
22. Villalba Paola. Comparación del análisis modal espectral, lineal y no lineal, Tesis de Postgrado, (2015).
23. LA RED. Manual de construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente de viviendas de mampostería. Asociación colombiana de Ingeniería Sísmica.
24. Valdivia Fernando. I Semana de la Ingeniería y la Construcción. Colegio de Ingenieros del Perú.
25. Celi Carlos. (2016). Apuntes de la materia Proyectos Estructurales y Configuración Estructural. Quito: Escuela Politécnica Nacional.

ANEXOS

ANEXO No.1:
PLANOS ARQUITECTÓNICOS, ESTRUCTURA ACTUAL



<p>CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL</p>	<p>SECCIONES</p>	<p>SECCIONES</p>	<p>SECCIONES</p>
<p>NUÑEZ - PROCEL - Y ROVAYO</p>	<p>SECCIONES</p>	<p>SECCIONES</p>	<p>SECCIONES</p>
<p>TÍTULO LOSA PLANTA TÍPICA BLOQUE B</p>			
<p>ADMINISTRACION E.P.N.</p>			
<p>VALLEJO, AGOSTO DE 1968</p>			



CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

MURÉZ - PROCEL Y ROVAYO

SECCIONES

COPIAS

TITULO: LOSA PRIMER PISO ALTO BLOQUE B

ADMINISTRACION E.P.N.

9-ES

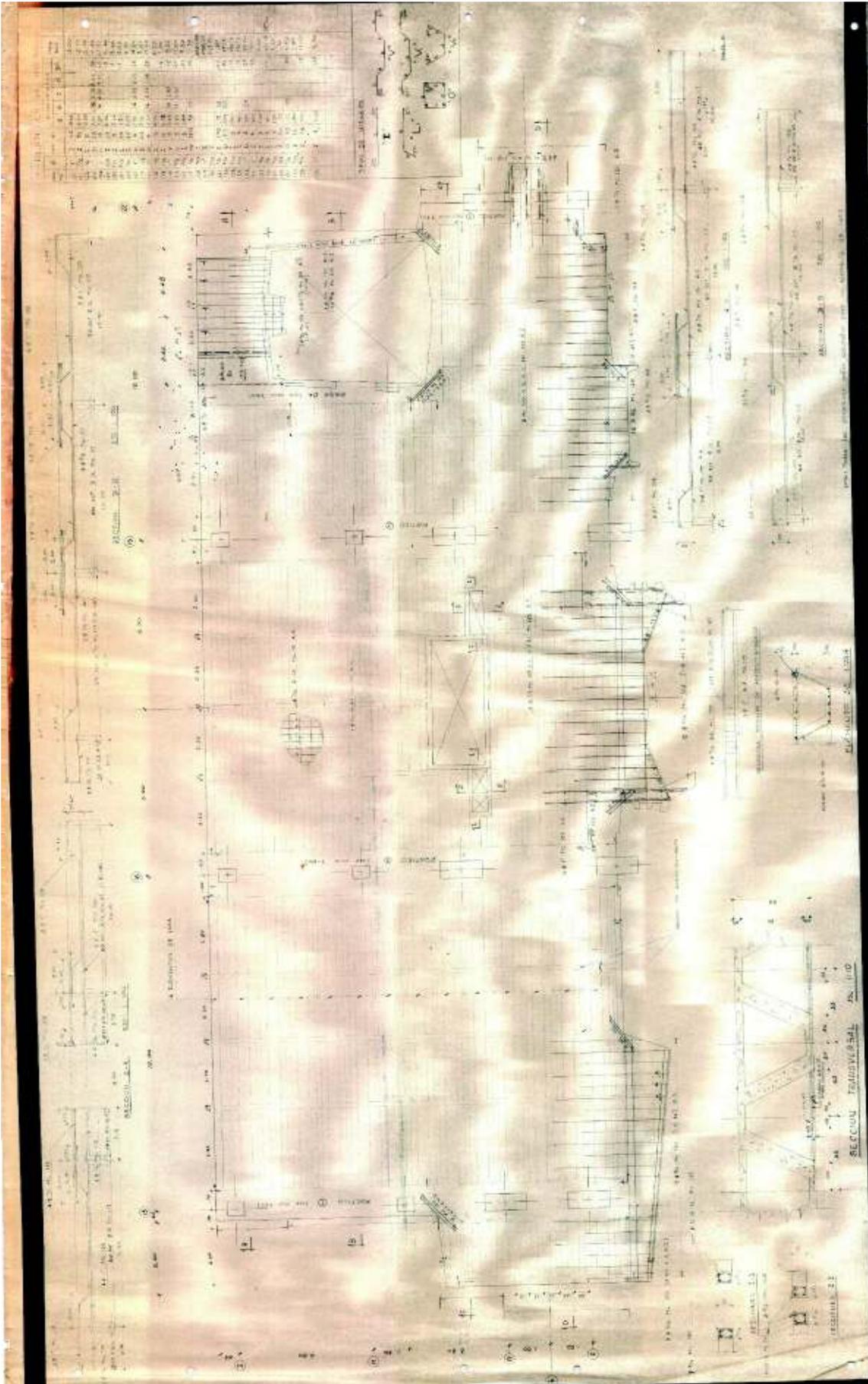
REGULA IND. 1934 N° 9-ES

CALLE BUCA 5078

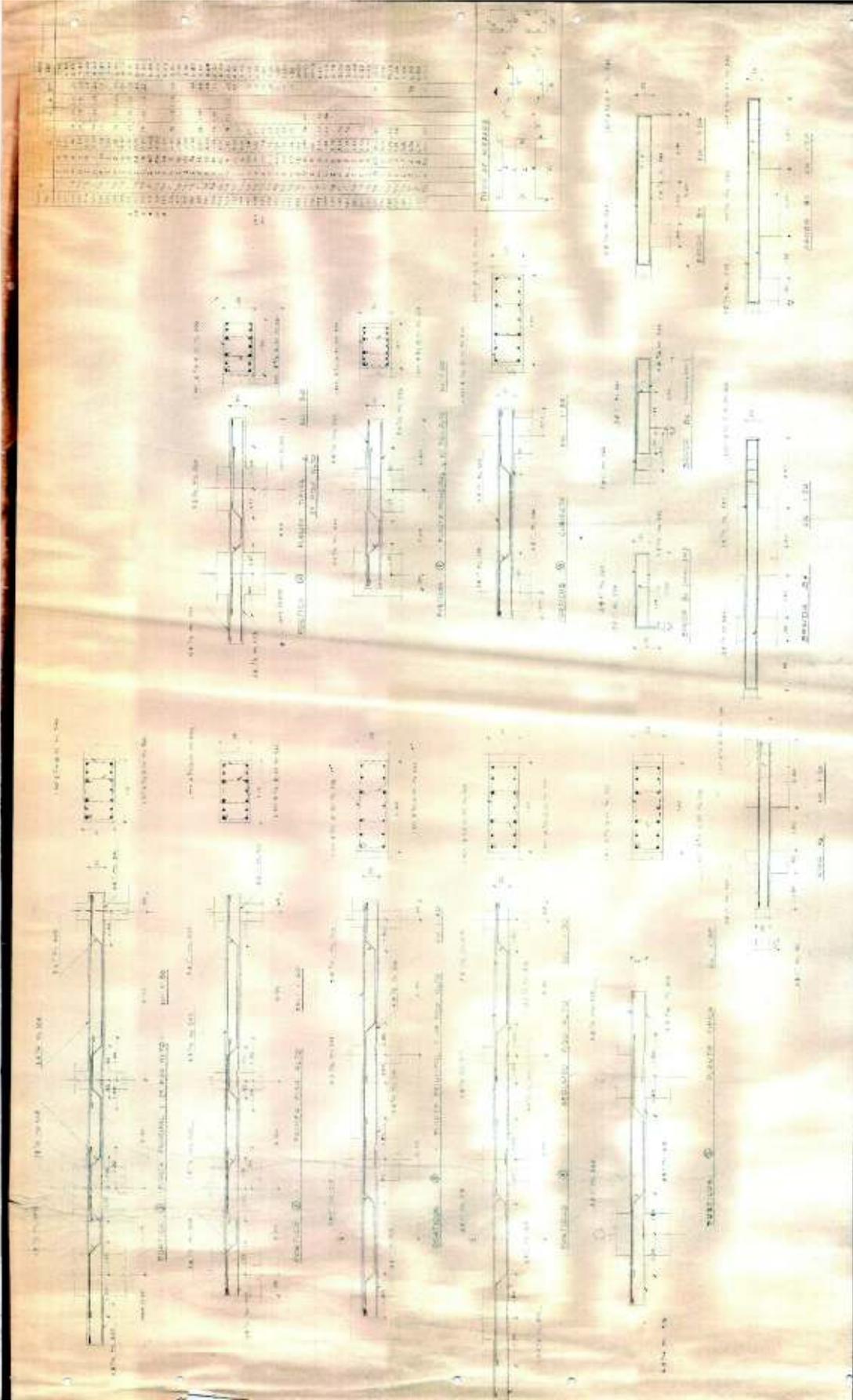
AMBIENTE DISEÑADO EN LA 1934 N° 9-ES

TELÉFONO 20787

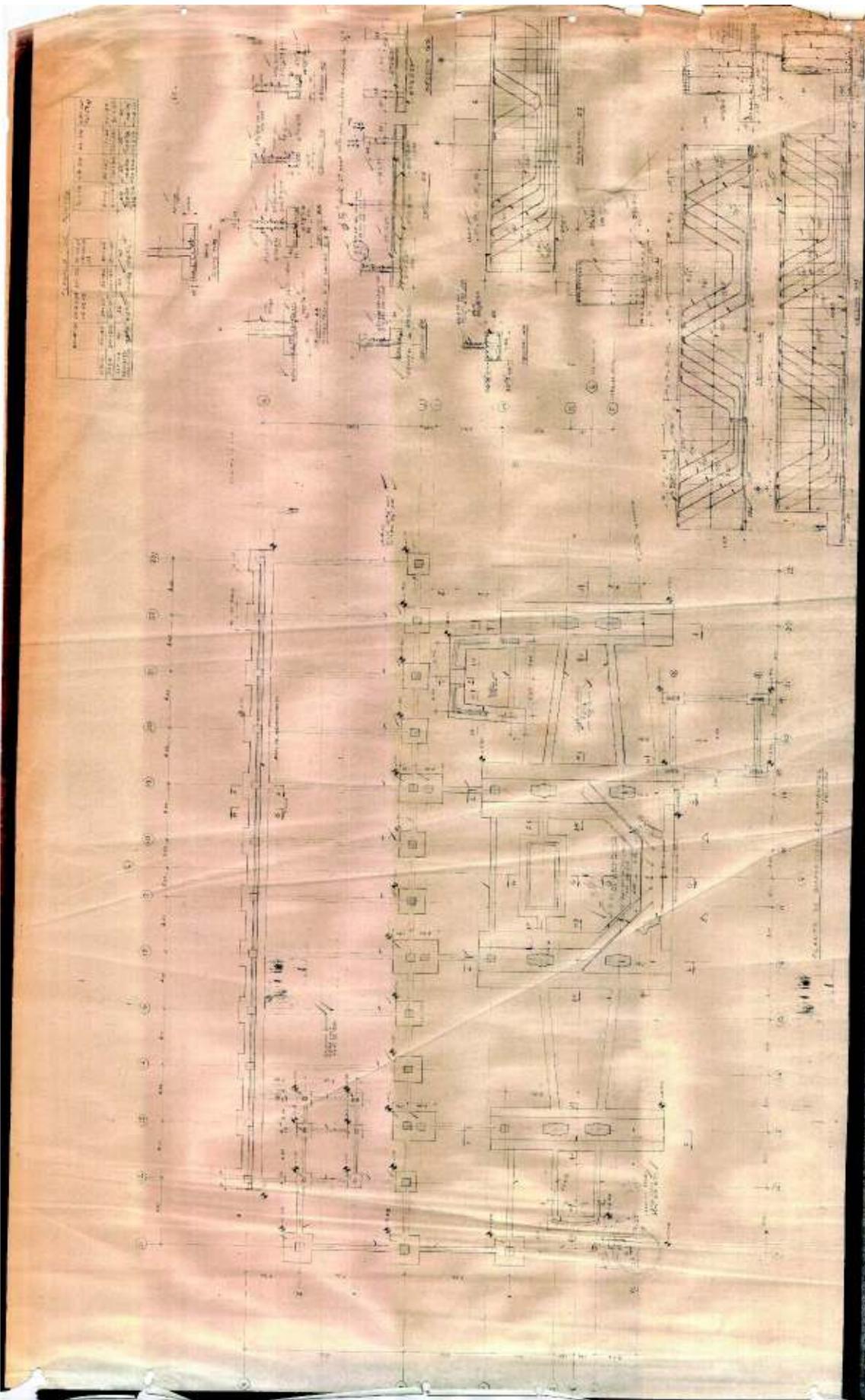




ESCALA: 1/50 1948 P		8-ES
TITULO LOSA PLANTA PRINCIPAL BLOQUE B		OFICIO: [] INGENIERO: [] ARQUITECTO: []
CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL		ADMINISTRACION E.P.N.
MUNIZ - PROCEL Y ROVAYO		CALLE: [] N.º: []
SECCION TRANSVERSAL		[]
SECCION LONGITUDINAL		[]
SECCION DE DETALLE		[]

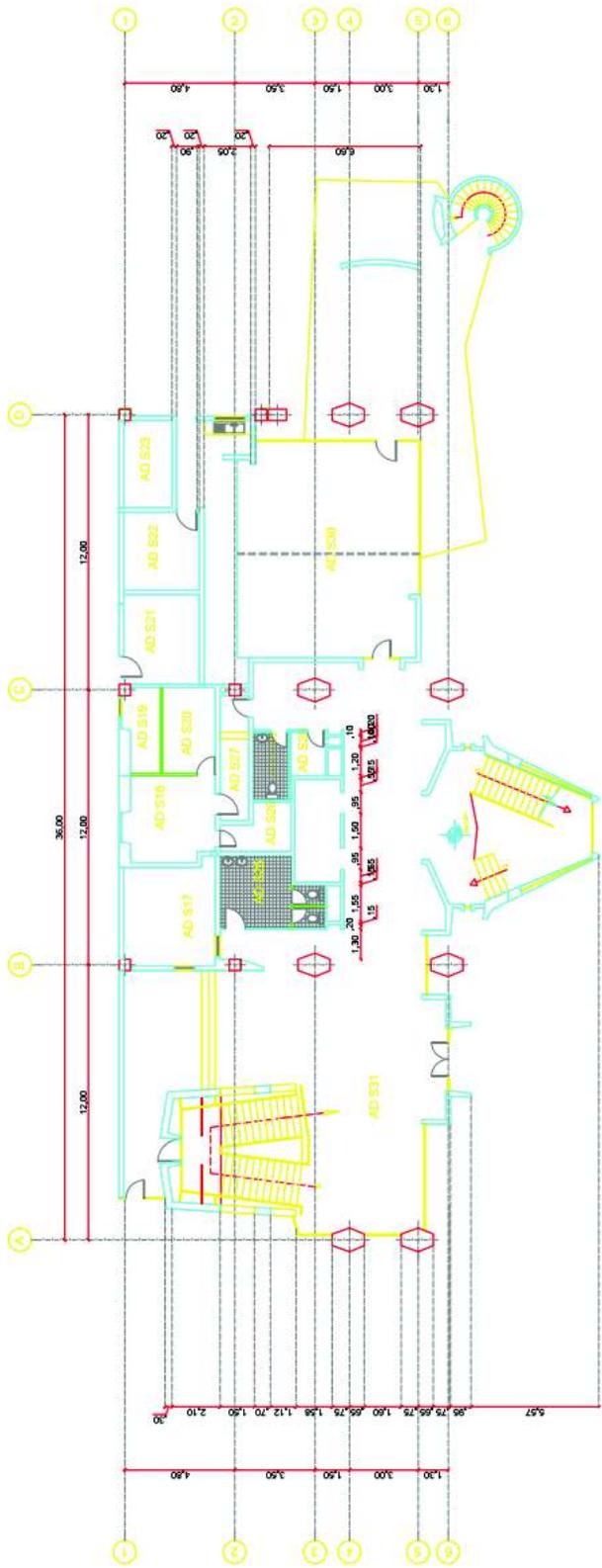


<p>CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL</p> <p>NUÑEZ - PROCEL Y ROVAYO</p>	<p>REVISIONES</p> <p>COPIAS</p>	<p>UNICO PORTICOS</p> <p>BLOQUE 3</p>	<p>ADMINISTRACION E.P.N.</p> <p>PROYECTO DE LA OBRA</p>
<p>REVISIONES</p> <p>COPIAS</p>		<p>7-ES</p>	<p>SEALLEN: PROCEL, NUÑEZ</p>



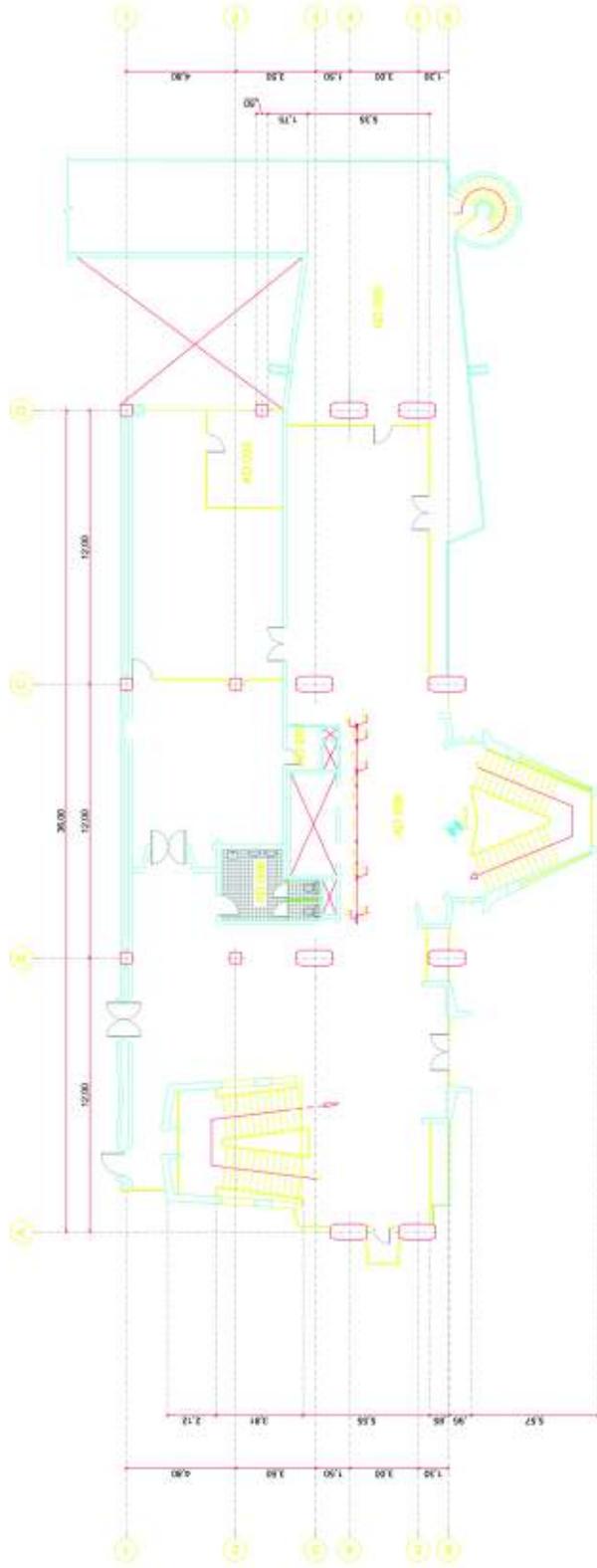
Escuela y Gimnasio
Escuela y Gimnasio
Escuela y Gimnasio

ANEXO No. 2:
PLANOS ESTRUCTURALES, ESTRUCTURA ACTUAL



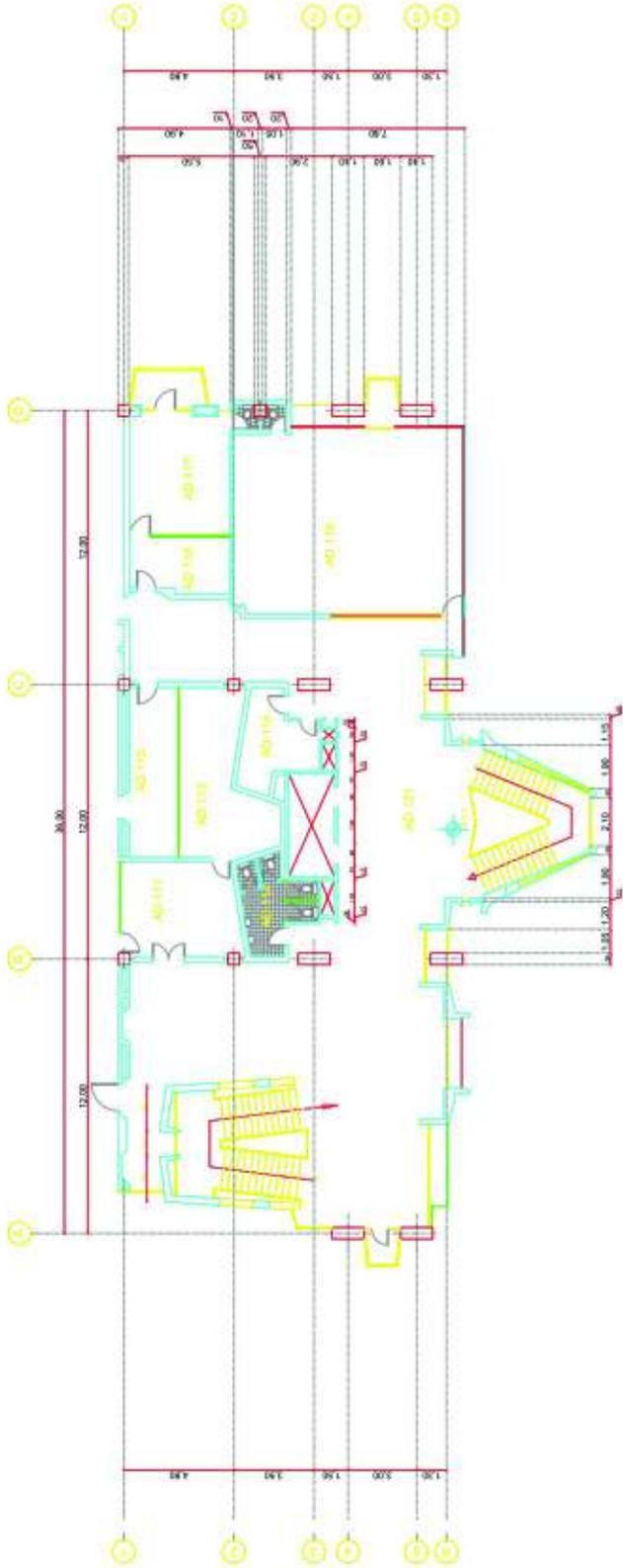
PLANTA SUBSUELO

 <p>ESCUELA POLITECNICA NACIONAL PROYECTO DE TITULACION EDIFICIO DE ADMINISTRACION PLANTA SUBSUELO</p>	<p>LÁMINA: 1 ESTE EDIFICIO: 1 DE 4</p>
	<p>CARRERA: ING. CIVIL ALFREDO LOOR CEVALLOS ESCALA: 1/100</p>
<p>CONTIENE:</p>	<p>PROYECTO: ADMINISTRACION ARCHIVO: OCTUBRE/2017</p>



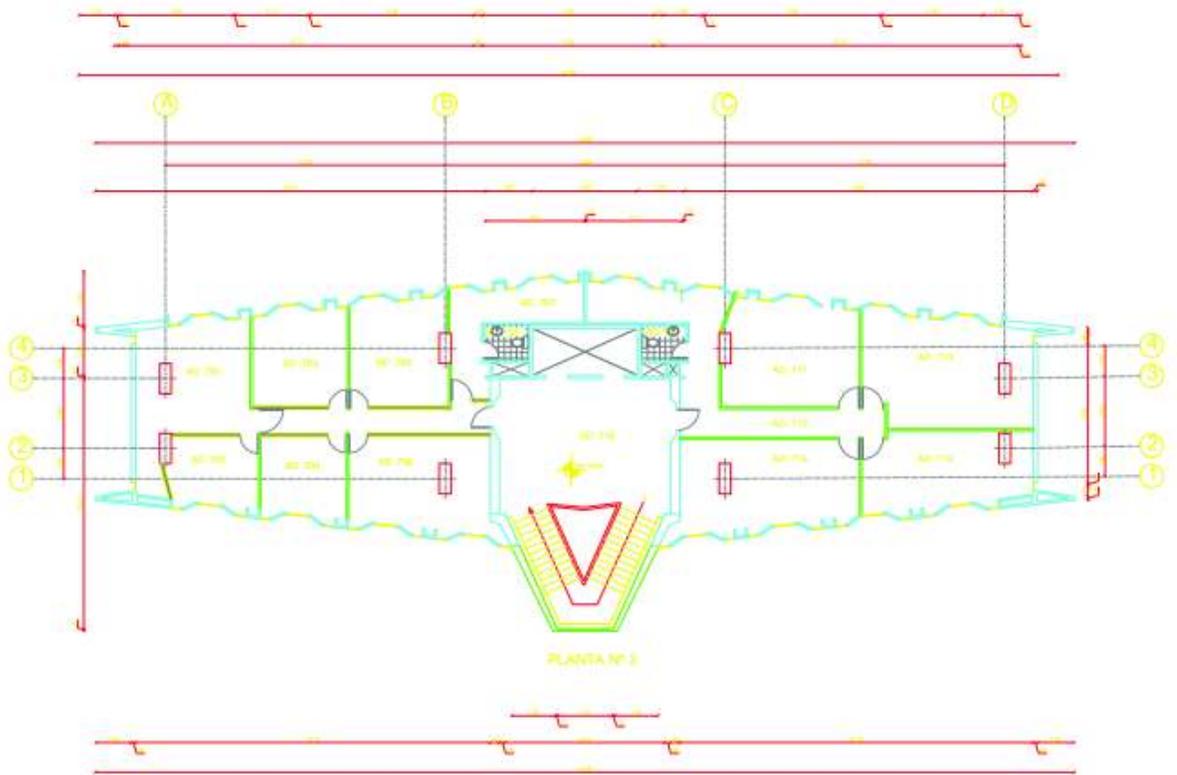
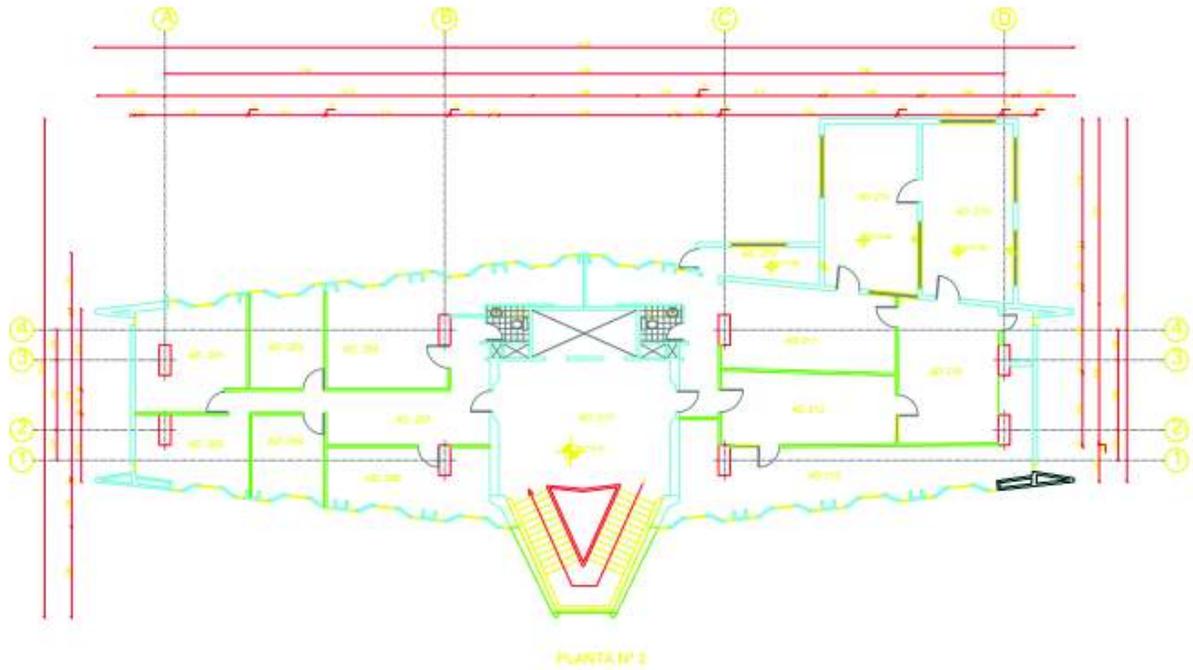
PLANTA BAJA

	ESCUELA POLITECNICA NACIONAL	
	PROYECTO DE TITULACIÓN	
EDIFICIO DE ADMINISTRACION		
PLANTA BAJA		
CONVENC:	EDIFICIO	DESBORD
	PLANTA	DESBORDADA
LAJUNA: 2	ESTO ESPACIO: 2	DE: 4
CARETEL: INC. 010		
AYUDAS LOGO: 010/010		
ESCALA: 1:100		
DESIGNADO:	PROYECTADO:	COMPROBADO:



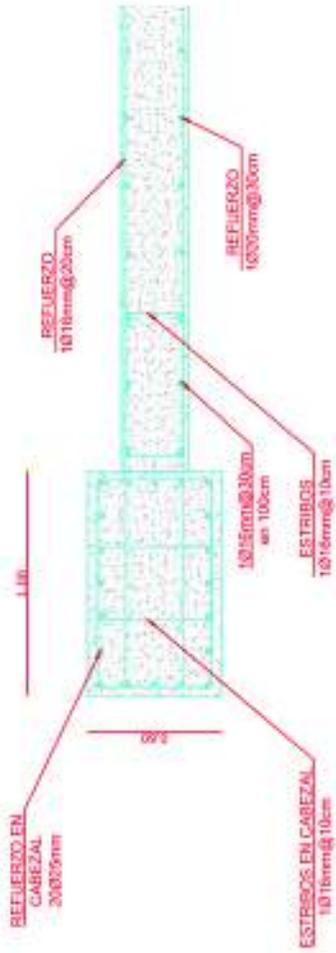
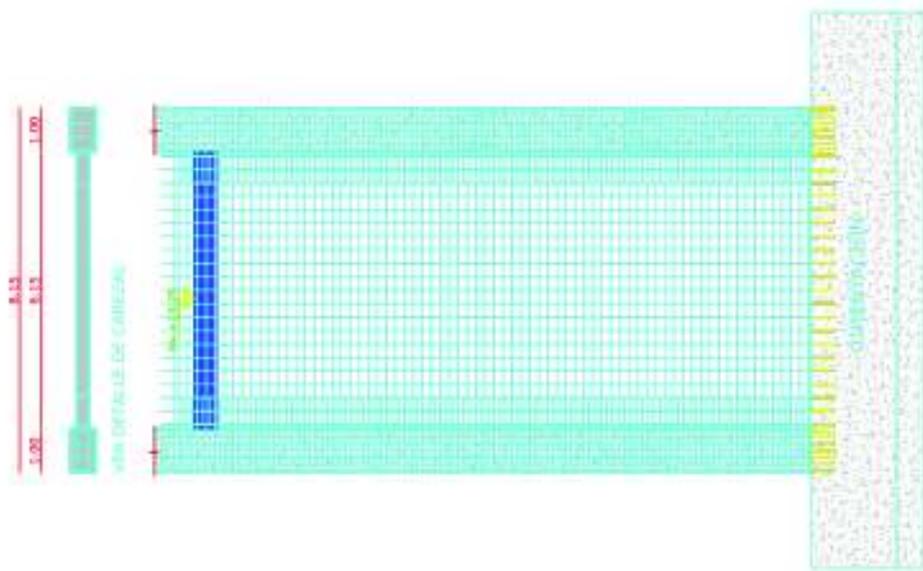
PLANTA N° 1

		ESCUELA POLITECNICA NACIONAL PROYECTO DE TITULACION EDIFICIO DE ADMINISTRACION PLANTA N° 1	
TITULO: 3 ESTE: EDIFICIO-3 DE: 4	CARRERA: ING. CIVIL ALFONSO LOPEZ DOMESTICO	ESCALA: 1/500 FECHA: 14/03/17 ARCHIVO: ARCHIVO DIBUJO: 14/03/17 DISEÑO: 14/03/17	DISEÑO: 14/03/17 ARCHIVO: 14/03/17



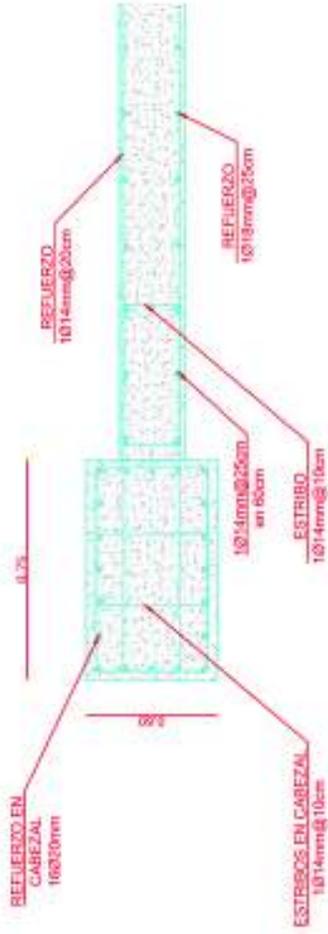
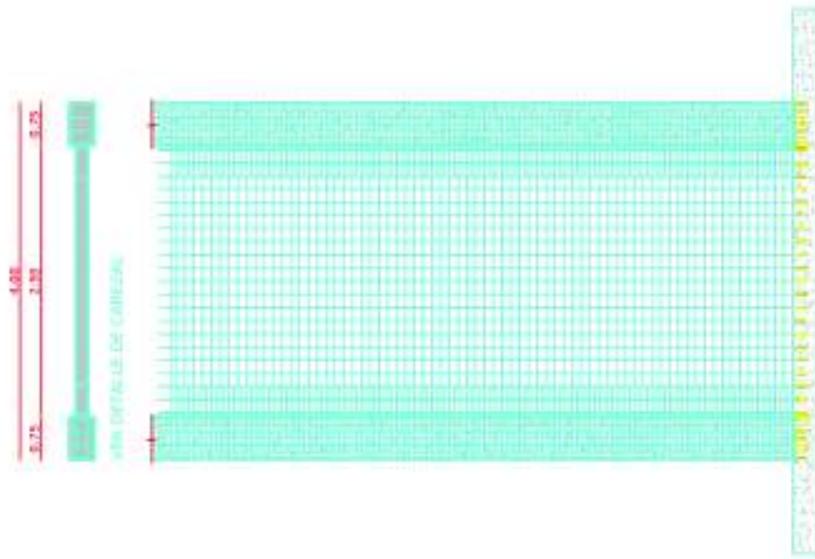
 <p>ESCUELA POLITECNICA NACIONAL</p> <p>PROYECTO DE TITULACIÓN</p>	LÁMINA: 4
	ESTE EDIFICIO: 4 DE 4
	CARRERA: ING. CIVIL
	ALFREDO LOOR CEVALLOS
CONTIENE:	ESCALA: 1 : 200
EDIFICIO DE ADMINISTRACION	DIBUJOS: ARCHIVO
PLANTA TIPO	FECHA: OCTUBRE/2017

ANEXO No. 3:
PLANOS ESTRUCTURALES DEL REFORZAMIENTO, ALTERNATIVA 1



DETALLE DEL CABEZAL
ESCALA 1:500

		1 DE 2	
ESCUELA POLITECNICA NACIONAL		CURSO: 4to. CIVIL	
PROYECTO DE TITULACIÓN		ASIGNATURA: ESTRUCTURAS	
MURO ESTRUCTURAL DE CORTE TIPO 1		FECHA:	
TITULAR:		CALIFICACIÓN:	
ASESOR:		OBSERVACIONES:	



DETALLE DEL CABEZAL
ESCALA 1:500

 <p>ESCUELA POLITECNICA NACIONAL PROYECTO DE TITULACION</p>	<p>LIBRO 2</p> <p>FOLIO 2 DE 2</p> <p>CARRERA INGENIERIA EN OBRAS DE CONCRETO</p> <p>AUTORES: [] []</p> <p>FECHA: [] [] []</p> <p>PROFESOR: []</p> <p>ESTUDIANTE: []</p>
	<p>MURO ESTRUCTURAL DE CORTE TIPO 2</p>

ANEXO No. 4:
ILUSTRACIÓN EN 3D DE LA ESTRUCTURA REFORZADA, ALTERNATIVA
1

