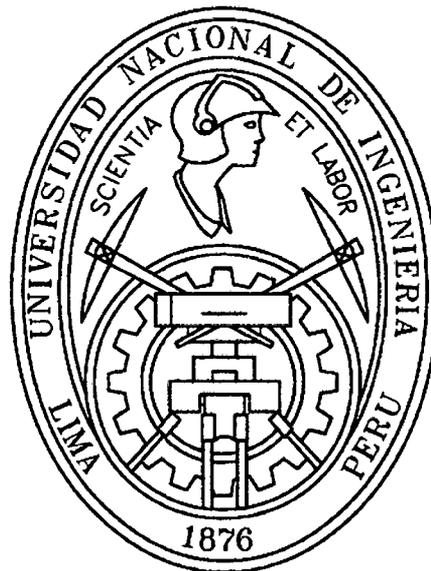


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL DE
LOS EDIFICIOS PRINCIPALES DE LA FACULTAD
DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD
NACIONAL DE INGENIERÍA.**

TESIS:

Para optar el título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

AUDRY VICTORIA CAMACHO VILLEGAS

Lima Perú

2011

Digitalizado por:

Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse

ÍNDICE

RESUMEN	v
LISTA DE CUADROS	vii
LISTA DE FIGURAS	ix
INTRODUCCIÓN	xiii
CAPITULO 1: MARCO CONCEPTUAL	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 VULNERABILIDAD SÍSMICA	3
1.3 EDIFICACIONES ESENCIALES	5
1.3.1 Aspectos normativos	6
CAPITULO 2: LOS EDIFICIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	8
2.1 LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA	8
2.1.1 Ubicación	8
2.1.2 Accesos	9
2.1.3 Descripción	9
2.2 DOCUMENTOS REVISADOS	13
2.3 CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO DE LOS EDIFICIOS	15
2.4 METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN	16
2.5 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS	17
2.5.1 Descripción del edificio G1	18
2.5.2 Descripción del edificio G2	22
2.5.3 Descripción del edificio G3	26
2.5.4 Descripción del edificio G4	30
2.5.5 Descripción del edificio G5	34
CAPITULO 3: ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN	38
3.1 GENERALIDADES	38
3.1.1 Introducción	38
3.1.2 Geología de la zona	39
3.1.3 Sismicidad	39

3.2	INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA	39
3.2.1	Trabajos de campo	39
3.3	ENSAYOS DE LABORATORIO	40
3.4	CLASIFICACIÓN DE LOS SUELOS	41
3.5	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL ESTATIGRÁFICO	41
3.6	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE	42
3.6.1	Capacidad portante	43
3.7	ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS	44
3.8	ENSAYOS QUÍMICOS	45
3.9	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	45
CAPITULO 4: CALIDAD Y PROPIEDAD DE LOS MATERIALES		47
4.1	INTRODUCCIÓN	47
4.2	PROPIEDADES DEL CONCRETO	48
4.2.1	Equipo utilizado	48
4.2.2	Procedimiento	48
4.2.3	Resultados	51
4.2.4	Módulo de elasticidad del concreto	52
4.3	PROPIEDADES DEL ACERO	53
4.4	PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA	53
CAPITULO 5: PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA		55
5.1	INTRODUCCIÓN	55
5.2	DEFINICIONES IMPORTANTES	56
5.2.1	Microtrepidaciones	56
5.3	EQUIPO E INSTRUMENTACIÓN	58
5.4	MÉTODO DE MEDICIÓN	59
5.5	ANÁLISIS DE VIBRACIONES	60
5.5.1	Análisis de Fourier	60
5.6	RESULTADOS	
CAPITULO 6: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL		64
6.1	INTRODUCCIÓN	64
6.2	PROGRAMAS DE CÓMPUTO	65
6.3	MODELOS MATEMÁTICOS	65

6.4	CARGAS VERTICALES	66
6.5	ACCIONES SÍSMICAS	67
6.6	COMBINACIÓN DE CARGAS	67
6.7	ESTIMACIÓN DE MASAS	68
6.8	ESTIMACIÓN DE RIGIDECES	68
6.9	EVALUACIÓN DEL EDIFICIO G1	69
6.10	EVALUACIÓN DEL EDIFICIO G2	82
6.11	EVALUACIÓN DEL EDIFICIO G3	95
6.12	EVALUACIÓN DEL EDIFICIO G4	107
6.13	EVALUACIÓN DEL EDIFICIO G5	122
CAPITULO 7: EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL		134
7.1	INTRODUCCIÓN	134
7.2	EDIFICIO G1	135
7.2.1	El edificio como sistema	135
7.2.2	Sistema resistente a fuerzas laterales	136
7.2.3	Conexiones	138
7.2.4	Diafragma	138
7.2.5	Amenazas geológica del lugar	139
7.2.6	Condiciones de la cimentación	139
7.3	EDIFICIO G2	139
7.3.1	El edificio como sistema	139
7.3.2	Sistema resistente a fuerzas laterales	141
7.3.3	Conexiones	142
7.3.4	Diafragma	142
7.3.5	Amenazas geológica del lugar	143
7.3.6	Condiciones de la cimentación	143
7.4	EDIFICIO G3	143
7.4.1	El edificio como sistema	143
7.4.2	Sistema resistente a fuerzas laterales	145
7.4.3	Conexiones	146
7.4.4	Diafragma	147
7.4.5	Amenazas geológica del lugar	147
7.4.6	Condiciones de la cimentación	147
7.5	EDIFICIO G4	148

7.5.1	El edificio como sistema	148
7.5.2	Sistema resistente a fuerzas laterales	149
7.5.3	Conexiones	150
7.5.4	Diafragma	151
7.5.5	Amenazas geológica del lugar	151
7.5.6	Condiciones de la cimentación	151
7.6	EDIFICIO G5	152
7.6.1	El edificio como sistema	152
7.6.2	Sistema resistente a fuerzas laterales	153
7.6.3	Conexiones	154
7.6.4	Diafragma	155
7.6.5	Amenazas geológica del lugar	155
7.6.6	Condiciones de la cimentación	155
	CONCLUSIONES	156
	RECOMENDACIONES	162
	BIBLIOGRAFÍA	164
	ANEXOS	

RESUMEN

El presente trabajo consta de 7 capítulos organizados de la siguiente forma:

1. El primero, presenta como introducción un panorama general de cómo los sismos afectan las edificaciones actualmente en nuestro país, para así resaltar la importancia que tiene un estudio de vulnerabilidad, siendo ésta, la única forma hasta hoy en día, de reducir los riesgos asociados a esta amenaza. El capítulo, también desarrolla los conceptos básicos involucrados con la vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales y la normativa referida a éstos, como marco para el desarrollo de la investigación.
2. En el segundo, se presentan los antecedentes históricos y la descripción de los 5 edificios que se evaluarán, así como la metodología usada. El capítulo abarca la investigación hecha sobre el proyecto original, los documentos revisados y los criterios de diseño utilizados en la época en que fueron concebidos; concluye con la descripción de los edificios basada en la visita de campo hecha para la recolección de datos e inspección visual.
3. El tercer capítulo está dedicado al estudio de la cimentación. El informe muestra la investigación que se llevó a cabo para obtener los parámetros geotécnicos suficientes para evaluar la cimentación de los edificios. Ésta, involucró revisión bibliográfica, trabajos de campo, auscultación de cimentación y ensayos de laboratorio.
4. En el cuarto capítulo se aborda el tema de la calidad de los materiales utilizados en la construcción. Al no encontrarse planos estructurales originales, se procede a realizar una serie de investigaciones y ensayos con los que se puede estimar las propiedades mecánicas del acero, el concreto y la albañilería.
5. El quinto capítulo estudia las propiedades dinámicas de la estructura teniendo como herramienta principal los ensayos de microtrepidaciones llevados a cabo. El capítulo abarca los fundamentos teóricos que sustentan los ensayos, el equipo utilizado, la metodología para la

medición, el procesamiento de los registros obtenidos y su respectiva interpretación.

6. Capítulo seis. Con todos los datos obtenidos en los cinco primeros capítulos, se procede a la evaluación estructural de cada edificio. Este capítulo muestra el análisis de las estructuras y la verificación del refuerzo en vigas y columnas, así como las fuerzas cortantes en la albañilería, teniendo en cuenta las recomendaciones del reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E020, E030, E060 y E070. Además se analiza la distorsión de entrepiso como parámetro para estudiar el daño total de la estructura.
7. Finalmente, en el capítulo 7, se analiza los resultados obtenidos, en las investigaciones, en los ensayos y en la evaluación estructural para entender el posible comportamiento de las estructuras en caso de un sismo lo cual mostrará los puntos vulnerables en cada edificio.

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1.1: Terremotos más importantes ocurridos en el Perú en el siglo XX y XXI.	2
Cuadro 2.1: Resumen de eventos sísmicos soportados por los edificios en estudio.	13
Cuadro 2.2: lista de planos de la FIC-UNI encontrados en la investigación.	14
Cuadro 2.3: Sección de columnas del edificio G1.	19
Cuadro 2.4: Sección de vigas del edificio G1.	19
Cuadro 2.5: Sección de columnas del edificio G2	23
Cuadro 2.6: Sección de vigas del edificio G2.	23
Cuadro 2.7: Sección de columnas del edificio G3.	27
Cuadro 2.8: Sección de vigas del edificio G3.	27
Cuadro 2.9: Sección de columnas del edificio G4	31
Cuadro 2.10: Sección de vigas del edificio G4.	31
Cuadro 2.11: Sección de columnas del edificio G5	35
Cuadro 2.12: Sección de vigas del edificio G5.	35
Cuadro 3.1: Datos encontrados en la auscultación de zapatas	44
Cuadro 4.1: Resultados obtenidos del Ensayo de Compresión Estándar.	51
Cuadro 4.2: Valores utilizados para el cálculo estructural de vigas y columnas.	52
Cuadro 4.3: Resultados del cálculo del módulo de elasticidad del concreto.	52
Cuadro 4.4: Propiedades de la Albañilería usados en los cálculos.	54
Cuadro 5.1: Resultados del ensayo de microtrepidaciones.	62
Cuadro 6.1: Parámetros para el cálculo de la acción sísmica	67
Cuadro 6.2: Período de vibración de la estructura. Edificio G1.	70
Cuadro 6.3: Centro de masa y rigideces edificio G1	71
Cuadro 6.4: Fuerzas Globales en el edificio G1.	72
Cuadro 6.5: Desplazamientos y distorsiones en el eje X. Edificio G1.	73
Cuadro 6.6: Desplazamientos y distorsiones en el eje Y. Edificio G1.	74
Cuadro 6.7: Verificación del refuerzo en vigas. Edificio G1.	75
Cuadro 6.8: Verificación del refuerzo en columnas. Edificio G1.	78
Cuadro 6.9: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G1.	80
Cuadro 6.10: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje Y. Edificio G1.	81
Cuadro 6.11: Período de vibración de la estructura. Primer modelo del edificio G2.	83

Cuadro 6.12: Centro de masa y rigideces edificio G2	84
Cuadro 6.13: Fuerzas Globales en el edificio G2.	85
Cuadro 6.14: Desplazamientos y distorsiones en el eje X. Edificio G2.	86
Cuadro 6.15: Desplazamientos y distorsiones en el eje Y. Edificio G2.	87
Cuadro 6.16: Verificación de refuerzo en vigas. Edificio G2.	88
Cuadro 6.17: Verificación de refuerzo de columnas. Edificio G2.	90
Cuadro 6.18: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G2.	93
Cuadro 6.19: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje Y. Edificio G2.	94
Cuadro 6.20: Período de vibración de la estructura. Edificio G3.	96
Cuadro 6.21: Centro de masas y rigideces. Edificio G3.	97
Cuadro 6.22: Fuerzas globales. Edificio G3.	98
Cuadro 6.23: Desplazamientos y distorsiones en X. Edificio G3.	99
Cuadro 6.24: Desplazamientos y distorsiones en Y. Edificio G3.	100
Cuadro 6.25: verificación del refuerzo en vigas. Edificio G3.	101
Cuadro 6.26: verificación del refuerzo en columnas. Edificio G3.	103
Cuadro 6.27: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G3.	105
Cuadro 6.28: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje Y. Edificio G3.	106
Cuadro 6.29: Período de vibración de la estructura. Edificio G4.	108
Cuadro 6.30: Centro de masas y rigideces. Edificio G4.	109
Cuadro 6.31: Fuerzas globales de la estructura. Edificio G4.	110
Cuadro 6.32: Desplazamientos y distorsiones en el eje X. Edificio G4.	111
Cuadro 6.33: Desplazamientos y distorsiones en el eje Y. Edificio G4.	112
Cuadro 6.34: Verificación del refuerzo en vigas. Edificio G4.	113
Cuadro 6.35: Verificación del refuerzo en columnas. Edificio G4.	115
Cuadro 6.36: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G4.	118-119
Cuadro 6.37: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje Y. Edificio G4.	120-121
Cuadro 6.38: Período de vibración de la estructura. Edificio G5.	123
Cuadro 6.39: Centro de masas y rigideces. Edificio G5.	124
Cuadro 6.40: Fuerzas Globales. Edificio G5.	125
Cuadro 6.41: Desplazamientos y distorsiones eje X. Edificio G5.	126
Cuadro 6.42: Desplazamientos y distorsiones eje Y. Edificio G5.	127
Cuadro 6.43: Verificación del refuerzo en vigas. Edificio G5.	128
Cuadro 6.44: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G5.	130-131
Cuadro 6.45: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G5.	132-133

LISTA DE FIGURAS

Fig. 2.1: Ubicación de los edificios a estudiar dentro del complejo FIC-UNI.	10
Fig. 2.2: Edificio G1. Pabellón de aulas. Inicialmente de dos pisos. En 1969 se construyó el tercer nivel.	10
Fig. 2.3: Edificio G2. Pabellón de aulas. Inicialmente también de dos pisos. En 1969 se construyó el tercer nivel.	11
Fig. 2.4: Edificio G3. Pabellón de aulas. De dos pisos y sótano en el proyecto original. En 1969 se construyó el tercer nivel.	11
Fig. 2.5: Edificio G4. Actualmente en el primer piso funcionan los Laboratorios de Hidráulica, en el segundo piso oficinas, en el tercer piso biblioteca y cuarto piso sala de lectura. El último nivel también fue añadido en el proyecto de 1969.	12
Fig. 2.6: Edificio G5. En el primer piso funcionan los Laboratorios de Química y las oficinas de Abastecimiento, en el segundo y tercer piso, los departamentos de Ciencias Básicas y construcción y en el cuarto piso aulas. Fue reforzado en 1969 debido a daños estructurales causados por el terremoto de 1966.	12
Fig. 2.7: Esquema de ubicación de los edificios.	17
Fig. 2.8: (a), (b), (c). Esquema en Planta del edificio G1.	19-20
Fig. 2.9: (a), (b), (c). Esquema en Elevación del edificio G1.	20-21
Fig. 2.10: (a), (b), (c), (d). Esquema en Planta del edificio G2.	23-24
Fig. 2.11: (a), (b), (c). Esquema en Elevación del edificio G2.	25
Fig. 2.12: (a), (b), (c), (d). Esquema en Planta del edificio G3.	27-28
Fig. 2.13: (a), (b), (c). Esquema en Elevación del edificio G3.	29
Fig. 2.14: (a), (b), (c), (d). Esquema en Planta del edificio G4.	31-32
Fig. 2.15: (a), (b), (c). Esquema en Elevación del edificio G4.	33
Fig. 2.16: (a), (b), (c), (d). Esquema en Planta del edificio G5.	35-36
Fig. 2.17: (a), (b), (c). Esquema en Elevación del edificio G5.	37
Fig. 4.1: Detector de Acero marca PROFOMETER modelo S usado para la detección de acero en elementos estructurales	50
Fig. 4.2: Extractor de diamantinas	50
Fig. 4.3: Equipo para ensayo de Compresión	50
Fig. 5.1: Origen de Microtremor	57
Fig. 5.2: Los períodos y Niveles de varios Tipos de Vibraciones.	57
Fig. 5.3: Equipo utilizado	58

Fig. 5.4: toma de datos en campo	59
Fig. 5.5: diagrama de flujo de la medición	60
Fig. 5.6: Vibración aleatoria	61
Fig. 5.7: Espectro de Fourier de onda aleatoria	61
Fig. 5.8: Esquema de puntos tomados en campo.	63
Fig. 6.1: Modelo matemático para el análisis del Edificio G1	69
Fig. 6.2: Carga repartida en el eje C que representa al parapeto existente.	70
Fig. 6.3: Modo de vibración en el eje Y – Edificio G1	71
Fig. 6.4: Modo de vibración en el eje X – Edificio G1	71
Fig. 6.5: Espectro de respuesta para ambas direcciones X e Y. Edificio G1	72
Fig. 6.6: Desplazamientos máximos en X. Edificio G1	73
Fig. 6.7: Distorsiones máximas en X. Edificio G1	73
Fig. 6.8: Desplazamientos máximos en Y. Edificio G1.	74
Fig. 6.9: Distorsiones máximas en Y. Edificio G1.	74
Fig. 6.10: Verificación de refuerzo por flexocompresión y corte en columnas. Edificio G1	77
Fig. 6.11: Verificación de columnas del edificio G1, primer nivel. Sistema Rigidizado.	78
Fig. 6.12: Edificio G1, Vista de los muros incluidos en el modelo matemático.	79
Fig. 6.13: Modelo matemático del edificio G2	82
Fig. 6.14: Modo de vibración en el eje X. Edificio G2	84
Fig. 6.15: Modo de vibración en el eje Y. Edificio G2	84
Fig. 6.16: Espectro de respuesta para ambas direcciones X e Y. Edificio G2	85
Fig. 6.17: Desplazamientos máximos en X. Edificio G2.	86
Fig. 6.18: Distorsiones máximas en X. Edificio G2.	86
Fig. 6.19: Desplazamientos máximos en Y. Edificio G2.	87
Fig. 6.20: Distorsiones máximas en Y. Edificio G2.	87
Fig. 6.21: Diagrama de momentos de las vigas del nivel 1 para la demanda de la combinación $4 = 1.5D + 1.8(L1 + L2 + L3 + L4)$.	88
Fig. 6.22: Verificación de refuerzo por flexocompresión y corte en columnas. Edificio G2	89-90
Fig. 6.23: Verificación de columnas del edificio G2, primer nivel. Sistema Reforzado y rigidizado.	91
Fig. 6.24: Edificio G2, Vista de los muros incluidos en el modelo matemático.	92
Fig. 6.25: Modelo matemático del edificio G3	95

Fig. 6.26: Modo de vibración en el eje Y– Edificio G3	97
Fig. 6.27: Modo de vibración en el eje X– Edificio G3	97
Fig. 6.28: Espectro de respuesta para ambas direcciones X e Y. Edificio G3.	98
Fig. 6.29: Desplazamientos máximos en X. Edificio G3.	99
Fig. 6.30: Distorsiones máximas en X. Edificio G3.	99
Fig. 6.31: Desplazamientos máximos en Y. Edificio G3.	100
Fig. 6.32: Distorsiones máximas en Y. Edificio G3.	100
Fig. 6.33: Verificación de refuerzo por flexocompresión y corte en columnas. Edificio G3	102
Fig. 6.34: Verificación de columnas del edificio G3, primer nivel. Sistema Rigidizado.	103
Fig. 6.35: Edificio G3, Vista de los muros incluidos en el modelo matemático.	104
Fig. 6.36: Modelo matemático del edificio G4	107
Fig. 6.37: Modo de vibración en el eje Y. Edificio G4.	108
Fig. 6.38: Modo de vibración alrededor de Z. Edificio G4.	109
Fig. 6.39: Modo de vibración en el eje X. Edificio G4.	109
Fig. 6.40: Espectro de respuesta para ambas direcciones X e Y. Edificio G4.	110
Fig. 6.41: Desplazamientos máximos en X. Edificio G4.	111
Fig. 6.42: Distorsiones máximas en X. Edificio G4.	111
Fig. 6.43: Desplazamientos máximos en Y. Edificio G4.	112
Fig. 6.44: Distorsiones máximas en Y. Edificio G4.	112
Fig. 6.45: Verificación de refuerzo por flexocompresión y corte en columnas. Edificio G4.	114
Fig. 6.46: Verificación de columnas del edificio G4, primer nivel. Sistema Rigidizado.	116
Fig. 6.47: Edificio G4, Vista de los muros incluidos en el modelo matemático.	117
Fig. 6.48: Modelo matemático para el análisis del Edificio G5.	122
Fig. 6.49: Modo de vibración en el eje Y – Edificio G5.	123
Fig. 6.50: Modo de vibración en el eje Z – Edificio G5.	124
Fig. 6.51: Modo de vibración en el eje X – Edificio G5.	124
Fig. 6.52: Espectro de respuesta para ambas direcciones X e Y. Edificio G5.	125
Fig. 6.53: Desplazamientos máximos en X. Edificio G5.	126
Fig. 6.54: Distorsiones máximas en X. Edificio G5.	126
Fig. 6.55: Desplazamientos máximos en Y. Edificio G5.	127
Fig. 6.56: Distorsiones máximas en Y. Edificio G5.	127

Fig. 6.57: Verificación de refuerzo por flexocompresión y corte en columnas.

Edificio G5

128

Fig. 6.58: Vista de los muros incluidos en el modelo matemático del edificio G5. 129

INTRODUCCIÓN

Hoy en día los edificios principales de la FIC albergan en sus instalaciones a más de 1700 alumnos, docentes y personal administrativo, los cuales se verían afectados por una falla estructural ante un sismo y, teniendo en cuenta que el Perú se encuentra en la zona de más alta actividad sísmica del mundo, un Estudio de Vulnerabilidad Sísmica Estructural se convierte en una necesidad.

La Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E030, define a las Edificaciones esenciales como aquellas cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo y entre ellas figuran los Centros Educativos.

Las experiencias recientes de sismos alrededor del mundo, han puesto de manifiesto el alto grado de Vulnerabilidad de las edificaciones esenciales, en el sentido de que gran parte de ellas han colapsado estructural o funcionalmente, incapacitadas para cumplir así con su objetivo que es el de brindar asistencia a la población antes y después de un evento desastroso. Por este motivo, alrededor del mundo, se han desarrollado metodologías que permiten calificar y cuantificar la vulnerabilidad de las edificaciones en sus diferentes aspectos, tales como: Vulnerabilidad Estructural, Vulnerabilidad No Estructural y Vulnerabilidad Administrativa y Organizativa.

El presente trabajo estudiará las condiciones estructurales de 5 edificios del complejo FIC-UNI y analizará el posible comportamiento de estas estructuras ante el sismo propuesto por la Norma E030 con el objetivo de identificar las características que los hacen vulnerables. Los resultados de este estudio nos servirán como base para la elaboración de un proyecto de reforzamiento, si es que fuera el caso, que evite pérdidas de vidas, asegure la continuidad de los servicios y minimice los daños en la estructura después de un evento sísmico.

CAPITULO 1

MARCO CONCEPTUAL

1.1 INTRODUCCIÓN

El 15 de agosto de 2007 cerca de las 18:40 hora local, se registró un evento sísmico en el país con una duración de 210 segundos. El epicentro se localizó en las costas a 74 kilómetros al oeste de Pisco . Tuvo una magnitud de 7.0 ML y una intensidad de VII-VIII en la escala de Mercalli (Tavera, Bernal y Nuñez, 2007). Dejó 596 muertos, 434 614 damnificados, 48 208 viviendas, 14 establecimiento de salud y 643 aulas destruidas en 4 regiones del país Ica, Lima, Huancavelica y Ayacucho (INDECI, 2008).

El Perú y todos los países que bordean al Océano Pacífico se destacan por su alta sismicidad o alta actividad sísmica. Pertenecen al denominado "Cinturón Circum-Pacífico", o también "Círculo de fuego". El 80% de los Terremotos del mundo suceden en esta franja. El nivel de sismicidad mas alto se observa en Japón, donde ocurren una gran cantidad de sismos de mediana magnitud (7 - 7.7 en la escala de Richter). La zona andina en Sudamérica, en cambio, muestra

el mayor índice de liberación de energía debido a la ocurrencia ocasional de algunos sismos de gran magnitud, 8.0 a 8.6. En el país la actividad sísmica más importante está asociada al proceso de subducción de la Placa de Nazca (oceánica) bajo la Placa Sudamericana (continental). Un segundo tipo de sismicidad, es producido por las deformaciones corticales, presentes a lo largo de la Cordillera Andina, con terremotos menores en magnitud y frecuencia (Tavera y Buforn, 1998). La siguiente tabla resume los terremotos más importantes ocurridos en Perú observando intensidad.

Cuadro 1.1: Terremotos más importantes ocurridos en el Perú en el siglo XX y XXI.

Date	Location	Maxima Intensity MM
21- 07- 1955	Caraveli- Arequipa	VI
15- 01- 1958	Arequipa	VIII
19- 07- 1959	Arequipa	VII
13- 01- 1960	Arequipa	IX
24- 09- 1963	Ancash	VII
17- 10- 1966	Lima	VIII
19- 06- 1968	Moyobamba- San Martín	VII
24- 07- 1969	Pariahuanca- Junin	V
01- 10- 1969	Pariahuanca- Juni	VI
31- 05- 1970	Chimbote- Ancash	VII- VIII
03- 10- 1974	Lima	VIII
16- 02- 1979	Arequipa	VI
05- 04- 1986	Cusco	V
31- 05- 1990	Moyobamba	VI
04- 04- 1991	Moyobamba	V
05- 04- 1991	Moyobamba	VII
18- 04- 1993	Lima	VI
12- 11- 1996	Nasca- Ica	VII- VIII
03- 04- 1999	Arequipa	VI
23- 06- 2001	Moquegua	VI- VII
15- 08 - 2007	Pisco	VI - IX

Fuente: Tavera y Buforn, 1998 e INDECI.

Con este panorama se plantean esfuerzos para reducir los efectos de los terremotos en una comunidad. El objetivo de una política de mitigación de desastres debe ser reducir las pérdidas humanas y materiales, para evitar consecuencias catastróficas que pudieran disminuir de manera significativa el ritmo de desarrollo social y económico de una región o un país. Dicho objetivo se puede lograr si se reduce el riesgo y el riesgo depende del grado de vulnerabilidad de la construcción hecha por el hombre, frente a los peligros o amenazas naturales a las que será sometido. Los efectos de los fenómenos naturales internos o externos no se pueden evitar; pero si es posible mitigarlos o reducirlos aplicando medidas preventivas y disminuyendo la vulnerabilidad de las edificaciones.

1.2 VULNERABILIDAD SISMICA

Puede entenderse, como la condición intrínseca de un elemento a sufrir daño debido a posibles acciones sísmicas (OPS, 2000).

Si se quisiera determinar la vulnerabilidad de una comunidad, como la comunidad de la FIC-UNI, la investigación se podría clasificar en tres partes.

- Vulnerabilidad Física.
- Vulnerabilidad Social.
- Vulnerabilidad Económica.

De estas, la que tiene crucial importancia para el proceso de la gestión de riesgos, es la vulnerabilidad física de los elementos expuesto; como:

- La población (alumnos, profesores, personal).
- Las propiedades (la infraestructura y los equipos).
- El medio ambiente.

Este estudio se enfocará en la infraestructura y se estudiará sus características para finalmente mencionar cuáles de estas las hacen vulnerables ante sismos.

La definición de vulnerabilidad sísmica lleva implícito términos genéricos como la afectación y el daño, los cuales se definen seguidamente.

La afectación. Se refiere al nivel de perturbación funcional que puede sufrir una instalación y está directamente relacionada con la denominada vulnerabilidad funcional (Yépez, 1996).

El daño.- Se refiere al deterioro físico que pueden sufrir los diversos elementos de una edificación. Al nivel de deterioro que pueden sufrir estos elementos se le conoce como grado de daño (Yépez, 1996).

Desde el punto de vista cualitativo, el daño puede ser de dos tipos: el daño estructural y daño no estructural, dependiendo si el elemento en cuestión forma parte o no del sistema resistente de la edificación. Estos daños están respectivamente relacionados con la llamada "Vulnerabilidad estructural" y "la vulnerabilidad no estructural"

Se estudiará la Vulnerabilidad Estructural de los edificios de la facultad como parte primera parte de un esfuerzo de la Comunidad FIC que pretende reducir los riesgos ante un evento sísmico.

Vulnerabilidad Estructural.- La vulnerabilidad estructural está asociada a la susceptibilidad de los elementos o componentes estructurales de una edificación; a sufrir daño debido a un sismo, lo que se ha llamado "daño sísmico estructural". El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la Edificación (OPS, 2000).

El nivel de daño que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como local de la estructura. Está relacionado con la calidad de los esquemas resistentes y obviamente, con las cargas actuantes. La naturaleza y grado de daño estructural pueden ser descritos en términos cualitativos o cuantitativos, y constituye un aspecto de primordial importancia para verificar el nivel de deterioro de una edificación, así como su situación relativa con respecto al colapso estructural, que representa una situación límite donde se compromete la estabilidad del sistema (Safina, 2002).

1.3 EDIFICACIONES ESENCIALES

Etimológicamente, el término “esencial” es sinónimo de “necesario”, sin embargo, el sentido que pretenden la mayoría de las referencias que hacen uso de este término, se corresponde con la propuesta en la norma E030, que define a las edificaciones esenciales como “Aquellas cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua, centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.”

El Comité VISION 2000 (SEAOC 1995) define las edificaciones esenciales como aquellas “consideradas críticas para las operaciones de atención de la emergencia sísmica” o bien, como las refiere el FEMA (1999), “aquellas vitales para la respuesta ante la emergencia y posterior recuperación del edificio”. En general, todas las referencias coinciden en señalar como ejemplos de edificaciones esenciales a los hospitales, las estaciones de policía y de bomberos, los centros de control de emergencias, los centros de comunicación y las escuelas, pues juegan un papel fundamental como refugios de los desplazados por daños en sus viviendas (FEMA, 1999). Estas instalaciones y sobre todo las que deben gestionar la atención de la emergencia, experimentan un incremento sustancial de la demanda de sus servicios inmediatamente después de un sismo, sin embargo, a causa del propio evento, probablemente se ha degradado su capacidad de prestarlo, planteando un escenario crítico para la atención de la emergencia sísmica que se traduce en un incremento brusco del riesgo asociado, situación que tiende a disminuir con el tiempo una vez superada la crisis sísmica.

Se debe tener en cuenta que en el caso de los edificios dentro de una ciudad universitaria los costos pasan por evaluar las pérdidas en equipos de laboratorio, material educativo, equipo de cómputo, muebles, etc. Aparte de los costos asociados a la construcción.

1.3.1 ASPECTOS NORMATIVOS.

La Norma 030 que rige en el Perú desde el 2 de Abril de 2003 establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un comportamiento acorde con los principios señalados.

Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de los sismos.

I.- FILOSOFIA DEL DISEÑO

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- a) Evitar pérdidas de vidas
- b) Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c) Minimizar los daños a la propiedad.

II.- PRINCIPIOS DEL DISEÑO

Los Principios del diseño que establece la norma son:

- a) La estructura no debería colapsar, ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio.
- b) La estructura debería soportar movimientos sísmicos moderados, que puedan ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de los límites aceptables.

III.-FACTOR DE IMPORTANCIA Y CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES

La norma exige la aplicación del llamado factor de Importancia, que depende de la importancia, uso, riesgo de fallo y categoría de ocupación de la edificación. Su valor varía entre la unidad, para edificaciones comunes, hasta valores de 1,5 para edificaciones esenciales, es decir, incrementa la acción sísmica hasta un 50%. Este factor pretende incrementar el valor de la acción sísmica de diseño como estrategia para elevar el margen de seguridad asociado a estas edificaciones.

La categoría de las edificaciones se establece como sigue:

Categoría A	Edificaciones Esenciales
Categoría B	Edificaciones Importantes

Categoría C Edificaciones Comunes

Categoría D Edificaciones menores

IV.- CONFIGURACION ESTRUCTURAL

La mayoría de veces las edificaciones esenciales tienden a ser construcciones de gran envergadura y complejidad, lo que conduce a que en muchos casos presenten esquemas de configuración complejos.

Es necesario tener en cuenta que una de las mayores causas de daños en edificaciones ha sido en el uso de esquemas de configuración arquitectónico-estructural nocivos.

La norma clasifica las estructuras como regulares o irregulares con el fin de determinar el procedimiento adecuado de análisis y los valores apropiados del factor de reducción de fuerza sísmica.

V.- CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

La norma espera que las edificaciones esenciales ubicadas en la zona 3 tengan una configuración regular y que sean proyectadas en acero, muros de concreto armado, albañilería armada o confinada o con un sistema dual y adicionalmente se podrán proyectar en madera si es que se encuentran ubicadas en la zona 2 o 1.

VI.- ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS

Las edificaciones esenciales deberán ser diseñadas usando los resultados de los análisis dinámicos ya sean mediante procedimientos de combinación modal espectral o por medio de análisis tiempo-historia.

CAPITULO 2

LOS EDIFICIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

2.1 LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

2.1.1 UBICACION

La Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, se encuentra ubicado en la Av. Tupac Amará S/N, distrito del Rímac, Departamento de Lima, dentro del campus universitario.

Sus coordenadas geográficas aproximadas son: 12°01' de latitud sur y 77°02' de longitud oeste. En el anexo 1, Figura N° 1, se presenta la ubicación del Departamento de Lima en el mapa del Perú en la parte central de la costa. La Figura N° 2 presenta un esquema de la provincia de Lima. Los números en color azul indican el número de plano correspondiente en la Guía de Planos de Lima.

La zona en estudio pertenece al Distrito del Rimac. La Figura N° 3 presenta un croquis aproximado de la ubicación del lugar de estudio.

2.1.2 ACCESOS

El área investigada, se encuentra dentro del casco urbano de la capital del Perú. A la zona de estudio se accede con movilidad particular o los servicios de transporte urbano.

2.1.3 DESCRIPCIÓN

Los edificios que hoy conforman la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, fueron inaugurados el 26 de Octubre de 1955 (Boletín de la Escuela de Ingenieros 1955). Para entonces, el complejo contaba con laboratorios de Ensayo de Materiales, Mecánica de Suelos, Grupo de servicios higiénicos, depósito de materiales, laboratorio de enseñanza e investigaciones y sus respectivas aulas además de oficinas administrativas (Boletín de la Escuela de Ingenieros 1955).

El proyecto arquitectónico original estuvo a cargo de la firma Benites y Todde Arquitectos. A partir de este proyecto se han modificado algunas áreas y usos con el tiempo, los cuales describiremos más adelante. Los planos completos del proyecto arquitectónico original se encuentran en la oficina de Infraestructura de la UNI.

Para este estudio se eligieron 5 edificios, actualmente denominados pabellón de aulas (3 estructuras), Laboratorio de mecánica de fluidos y biblioteca (1 estructura) y Laboratorio de química y departamento de construcción (1 estructura) los que actualmente conforman los más importantes de la facultad. Se refieren importantes por que albergan a la mayor cantidad de personas, porque son de los más antiguos y porque es en donde se desarrolla el 80% de las actividades de la facultad.

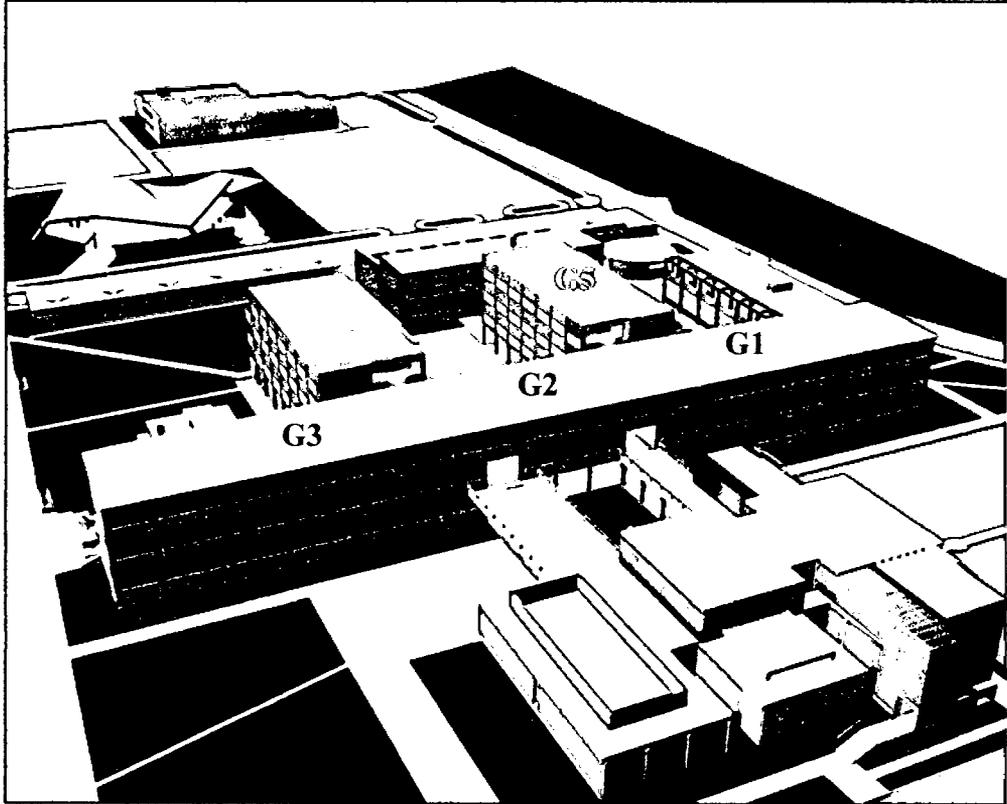


Fig. 2.1: Ubicación de los edificios a estudiar dentro del complejo FIC-UNI.

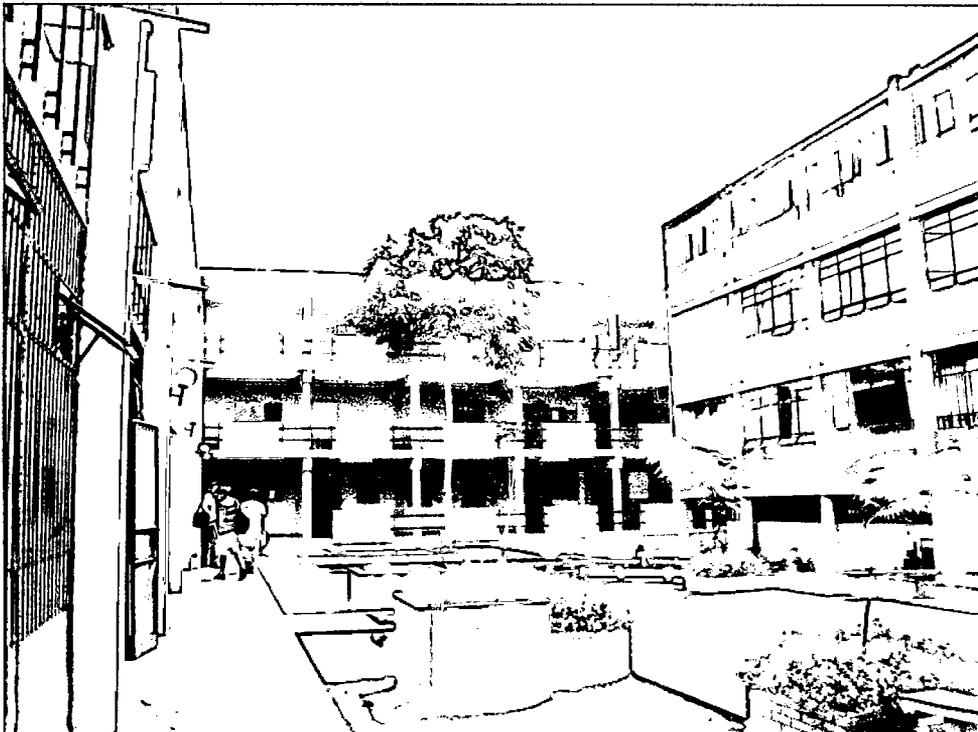


Fig. 2.2: Edificio G1. Pabellón de aulas. Inicialmente de dos pisos. En 1969 se construyó el tercer nivel.



Fig. 2.3: Edificio G2. Pabellón de aulas. Inicialmente también de dos pisos. En 1969 se construyó el tercer nivel.

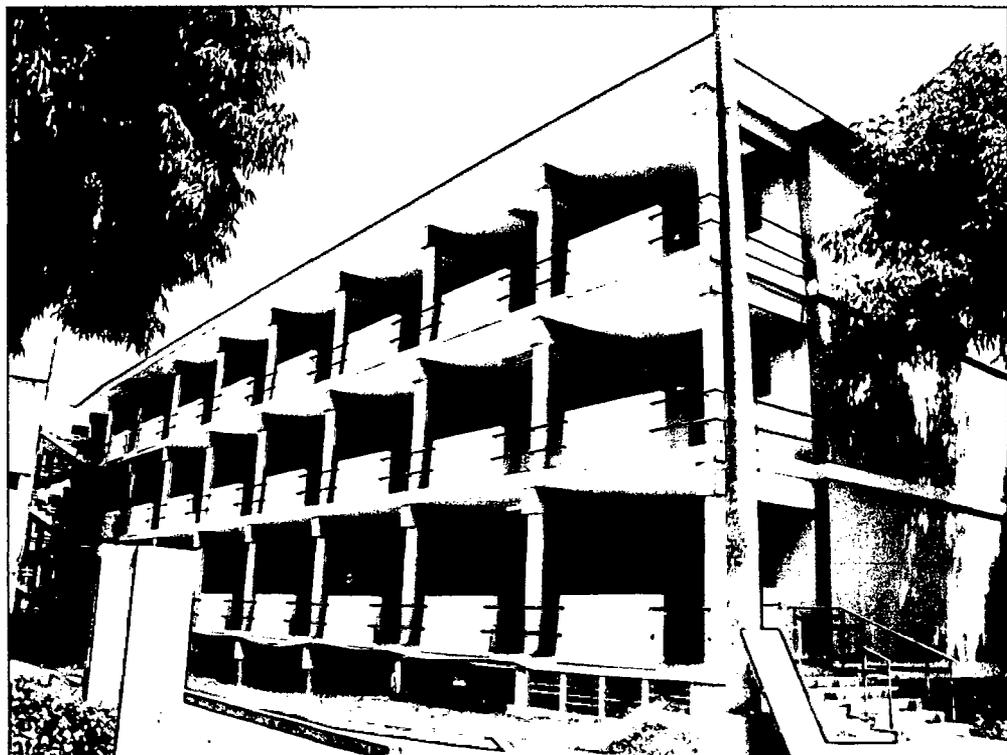


Fig. 2.4: Edificio G3. Pabellón de aulas. De dos pisos y sótano en el proyecto original. En 1969 se construyó el tercer nivel.



Fig. 2.5: Edificio G4. Actualmente en el primer piso funcionan los Laboratorios de Hidráulica, en el segundo piso oficinas, en el tercer piso biblioteca y cuarto piso sala de lectura. El último nivel también fue añadido en el proyecto de 1969.



Fig. 2.6: Edificio G5. En el primer piso funcionan los Laboratorios de Química y las oficinas de Abastecimiento, en el segundo y tercer piso, los departamentos de Ciencias Básicas y construcción y en el cuarto piso aulas. Fue reforzado en 1969 debido a daños estructurales causados por el terremoto de 1966.

Desde el año que fue inaugurado hasta la fecha, Estos edificios han soportado varios sismos. A continuación se presenta una lista resumen de los eventos de mayor intensidad ocurridos en su vida útil:

Cuadro 2.1: Resumen de eventos sísmicos soportados por los edificios en estudio.

Fecha	Epicentro	Intensidad MM
24- 09- 1963	Ancash	VII
17- 10- 1966	Lima	VIII
31- 05- 1970	Chimbote- Ancash	VII- VIII
03- 10- 1974	Lima	VIII
18- 04- 1993	Lima	VI
12- 11- 1996	Nasca- Ica	VII- VIII
15- 08- 2007	Pisco	VIII

2.2 DOCUMENTOS REVISADOS

Teniendo en cuenta la importancia de contar con los planos de las estructuras no solo para esta tesis sino como documento importante para la facultad se llevó a cabo una búsqueda minuciosa de estos.

Se cree conveniente citar los lugares en donde se revisó:

- Oficina de Infraestructura de la UNI
- Biblioteca Central y Biblioteca la Facultad de Ingeniería Civil.
- Decanato de la FIC-UNI
- Municipalidad del Rímac y Municipalidad de Lima
- Oficina de Bienes Nacionales y Biblioteca del Palacio de Justicia

No se pudo averiguar quién fue el encargado del diseño estructural, ni tampoco se han encontrado planos estructurales originales y completos del edificio. En cambio se contó con la tesis del Ing. Bernardo Fernández Velásquez quien realizó los cálculos de los 5 edificios para obtener el título de Ingeniero Civil en 1955 basándose en el proyecto original de Benites y Todde. Sin embargo, no se sabe si estos cálculos fueron usados para la construcción de los mismos.

Los planos de la facultad encontrados y revisados fueron los siguientes:

Cuadro 2.2: lista de planos de la FIC-UNI encontrados en la investigación.

Plano	Descripción	Año	Firma
CG-A009	Aula típica – Arquitectura	1953	Juan Benites
CG-A010	Escalera A y B FIC	1953	Juan Benites
CG-A011	Albañilería detalles	1953	Juan Benites
CG-A012	Escalera C y D detalle FIC	1953	Juan Benites
CG-A016	Ejes – Arquitectura	1953	Juan Benites
CG-A025	Elevación, cortes y detalles FIC – Arquitectura	1963	Juan Benites
CG-A026	Escaleras y detalles ampliación FIC	1963	Juan Benites
CG-IS008	Zona 2: museo, biblioteca, red de agua	1962	Juan Benites
CG-E001	Cimentación CEIC	1962	Miguel Bozo
CG-E002	Aligerado 1er piso CEIC	1962	Miguel Bozo
CG-E003	Vigas 1er piso CEIC	1962	Miguel Bozo
CG-E004	Aligerado 2do piso CEIC	1962	Miguel Bozo
CG-E006	Escaleras CEIC	1962	Miguel Bozo
G-0012	Plano cimentación y columnas	1969	Jaime de las Casas
G-0013	Techo 1er piso	1969	Jaime de las Casas
G-0014	Techo 2do y 3er piso	1969	Jaime de las Casas
G-0015	Techo 4to piso y vigas 3er piso	1969	Jaime de las Casas
G-0016	Vigas 1er y 2do piso Dep. Suelos	1969	Jaime de las Casas
G-0017	Nueva escalera	1969	Jaime de las Casas
K-0046	FIC 1er nivel	1969	Dirección de Proyectos
K-0047	2do piso FIC – edificio 1, 2 y 3	1969	Dirección de Proyectos
K-0048	Comedor docentes 3er piso	1969	Dirección de Proyectos

2.3 CARACTERÍSTICAS DEL DISEÑO DE LOS EDIFICIOS

En la tesis del Ing. Fernández se puede apreciar que todos los edificios han sido concebidos como pórticos de concreto armado y la albañilería no se utiliza como elemento estructural pero en la práctica constructiva, esta no se separa de los pórticos. En esa época la filosofía del cálculo estructural era por resistencia a cargas verticales de servicio. Utilizaban sobrecargas especificadas por el código establecido en la "Pacific Coast Building Officials Conference 1952" (Design Handbook for Reinforce Concrete Reese). La acción del viento era calculada con el Reglamento Alemán que indicaba utilizar 50kg/m² hasta los 8m de altura. Para regiones sometidas a efectos sísmicos se suponía fuerzas horizontales distribuidas en los diferentes pisos, valores en proporción al peso total de la edificación ubicada encima del nivel considerado y multiplicándala por un coeficiente β de 0.05 a 0.10 según la fuerza del sismo y la características de la cimentación.

Actualmente el análisis y diseño de edificaciones se rige por los requisitos establecidos en la Norma Peruana de Edificaciones tal como ha sido comentada en el capítulo 1.

2.4 METODOLOGIA DE EVALUACIÓN

Para la evaluación de la vulnerabilidad estructural de los edificios seleccionados se diseñó una metodología para proceder con las investigaciones. Esta consta de 8 pasos:

Primer paso: Se empezó con una búsqueda y revisión de documentos relacionados a su construcción y diseño, además se entrevistó a profesores y profesionales involucrados con la facultad en esa época.

Segundo paso: Se llevó a cabo una visita de campo y una evaluación visual haciendo uso del formato de Recolección de Datos e Inspección Visual que se muestra en el anexo 2. Para la toma de datos del acero de refuerzo se el detector marca PROFOMETER modelo S.

Tercer paso: Debido a que el detector de acero no es suficientemente preciso para obtener el diámetro de las varillas de acero, se llevó a cabo la auscultación de algunos elementos estructurales (vigas y columnas) para verificar la cantidad y el diámetro de estos en vigas y columnas.

Cuarto paso: Se realizó ensayos e investigaciones para obtener las propiedades de los materiales con que se construyeron los edificios. Se tomaron 32 muestras de concreto de columnas, vigas y placas para luego ensayarlas y obtener su resistencia a la compresión. Para obtener las propiedades del acero y de la albañilería, se investigó en tesis e investigaciones de la época.

Quinto paso: Se llevaron a cabo investigaciones de las propiedades dinámicas de las estructuras por medio de ensayos de Microtremor.

Sexto paso: Se programó un estudio de suelos con fines de cimentación para obtener las propiedades del suelo en el que se fundan los edificios. Además se auscultaron las zapatas para comprobar sus dimensiones y el estado de conservación.

Séptimo paso: Con todos estos datos se construyó el modelo matemático de cada una de las estructuras y se procedió con el análisis estructural.

Octavo paso: Finalmente se analizaron los resultados y se produjeron las conclusiones.

2.5 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS

A continuación se presentan los resultados y datos encontrados con las actividades de los pasos uno, dos y tres. En el anexo 2 se encuentran los formatos y figuras completas obtenidas de la recolección de datos. Los resultados de los pasos cuatro, cinco y seis serán expuestos en los capítulos siguientes.

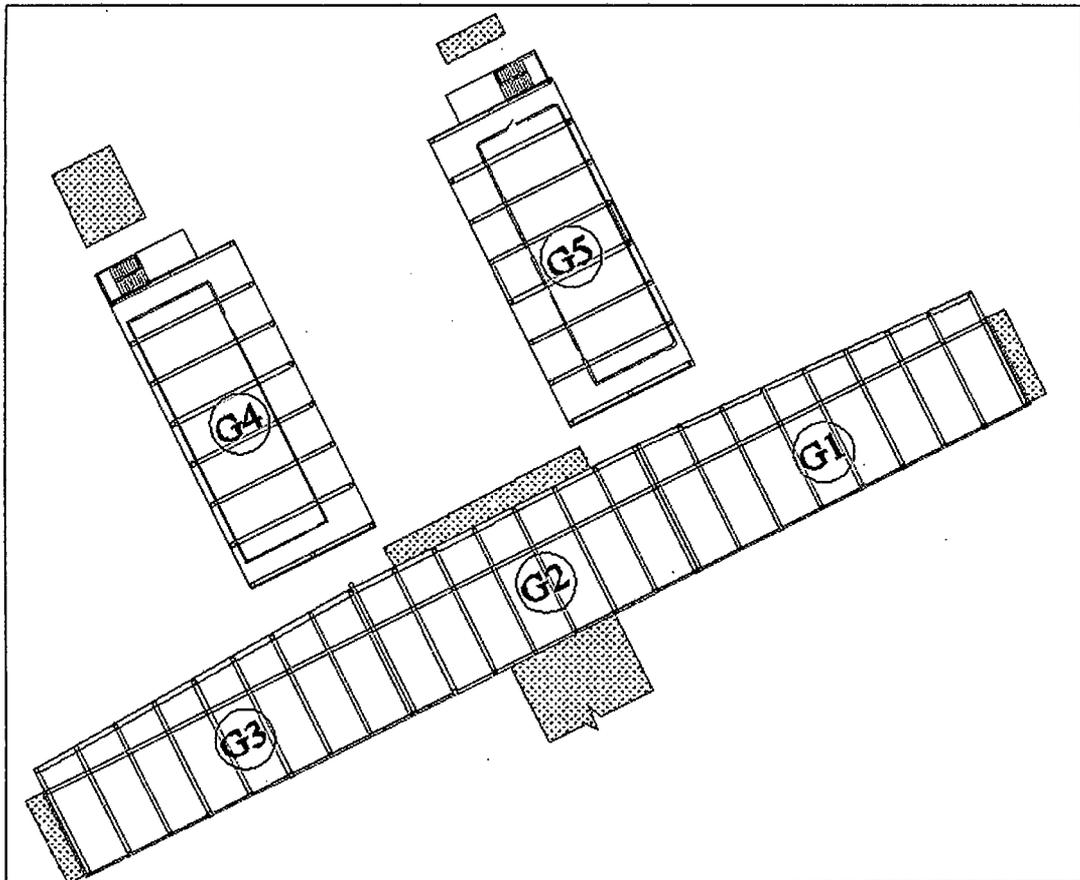


Fig. 2.7: Esquema de ubicación de los edificios.

2.5.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO G1

Niveles: Consta de 3 pisos, El primer nivel es de 3.30m de altura y los siguientes de 3.20m (Distancia calculada de eje a eje) siendo la altura total de 9.7m.

Uso: Aulas de clase. En el primer y segundo nivel funcionan 6 aulas de clase y el tercer nivel ha sido destinado al centro de cómputo de la facultad. Este último nivel fue adicionado posteriormente a 1969¹.

Dimensiones en planta: La forma en planta del edificio es trapezoidal, con una longitud de 32m y bases de 12m y 10.45m.

Configuración: En la dirección longitudinal y transversal vemos una densidad alta de muros de albañilería de 0.25m de espesor y pórticos de concreto armado. En el eje longitudinal se cuentan 8 vanos de 4m de largo y en el eje transversal vemos dos vanos, uno correspondiente al corredor que va desde 4m de ancho hasta 2.45m en el otro extremo y el vano de aulas con 8m de ancho constante. En el pasadizo se observan parapetos de concreto armado en toda su longitud. El edificio se considera de albañilería confinada y presenta irregularidad en altura: discontinuidad del sistema resistente e irregularidad de masa (Véase cuadro 6.3).

Conservación: En buen estado. Sin presencia de grietas visibles.

Muros: Los muros de albañilería son de ladrillo de arcilla maciza y se encuentran tarrajeados. Los muros van de piso a techo en el eje transversal y en el eje longitudinal, excepto en el eje A en el que se encuentran parapetos de 1.10m. de alto. En el primer y segundo nivel se encuentran muros de 0.25m de espesor y en el tercer nivel de 0.15m. Los muros no presentan junta de separación con las columnas.

Losa: Cuenta con losa aligerada de concreto armado de 0.20m de espesor.

Columnas y vigas: Las columnas y vigas de concreto armado son como siguen:

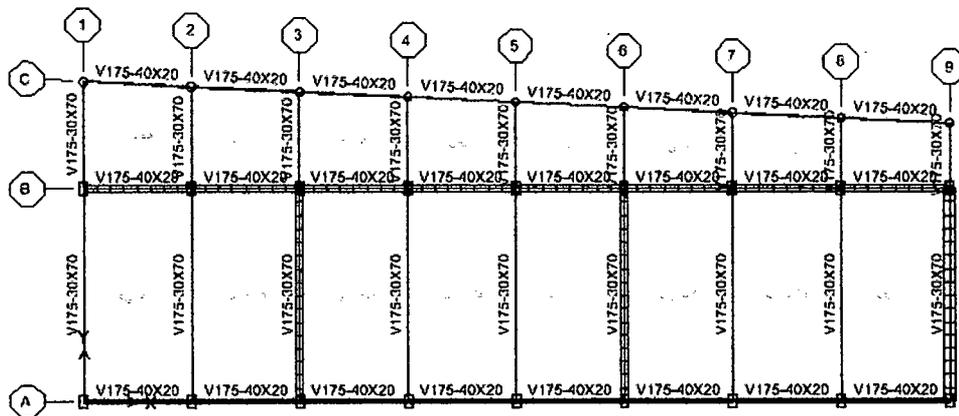
¹ Narración de los hechos del Ing. Luis Bozzo ex decano de la facultad de Ingeniería Civil de la UNI.

Cuadro 2.3: Sección de columnas del edificio G1.

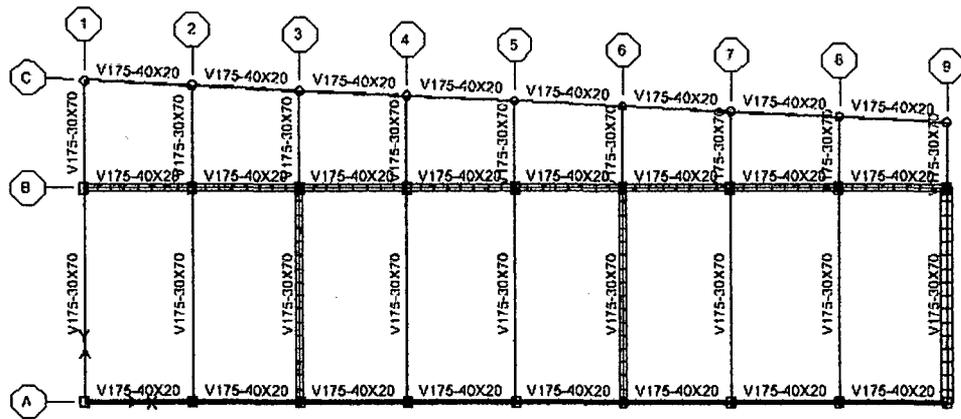
Edificio	Elemento	Tipo	Sección (m.)		Cantidad de varillas	Diámetro del acero
			X	Y		
G1	Columnas	CB	0.30	0.50	8	#6
		CC	0.30	0.50	10	#6
		CD	0.30	circular	6	#5
		CF	0.30	0.40	8	#6
		CG	0.30	0.40	6	#6
		CK	0.30	0.30	6	#5
		CL	0.30	0.30	4	#6
		CM	0.30	circular	6	#5

Cuadro 2.4: Sección de vigas del edificio G1.

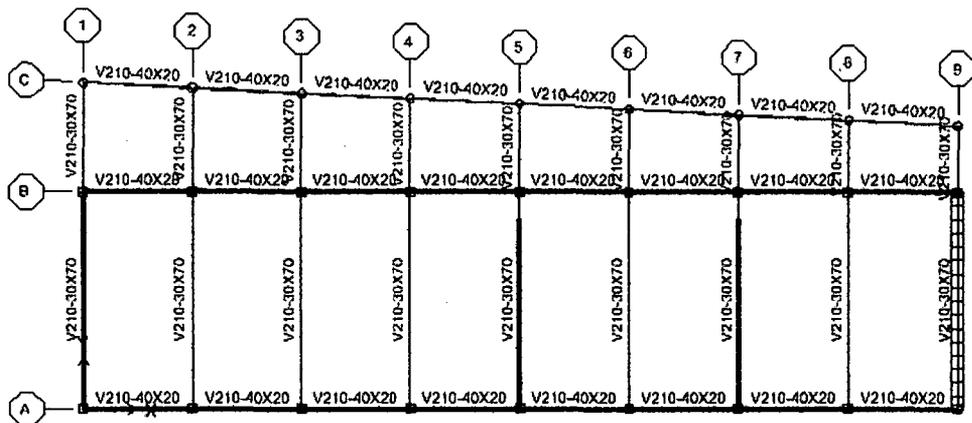
Edificio	Elemento	Eje	Sección (m.)		Cantidad de varillas al centro de la viga	Diámetro del acero	Observaciones
			ancho	peralte			
G1	Viga	A,B,C	0.40	0.20	---	---	Primer y segundo nivel
		1..9	0.30	0.70	4	#6	Primer y segundo nivel
		1..9	0.30	0.70	6	#5	Tercer nivel
		A,B,C	0.40	0.20	---	---	Tercer nivel



(a) Primer nivel

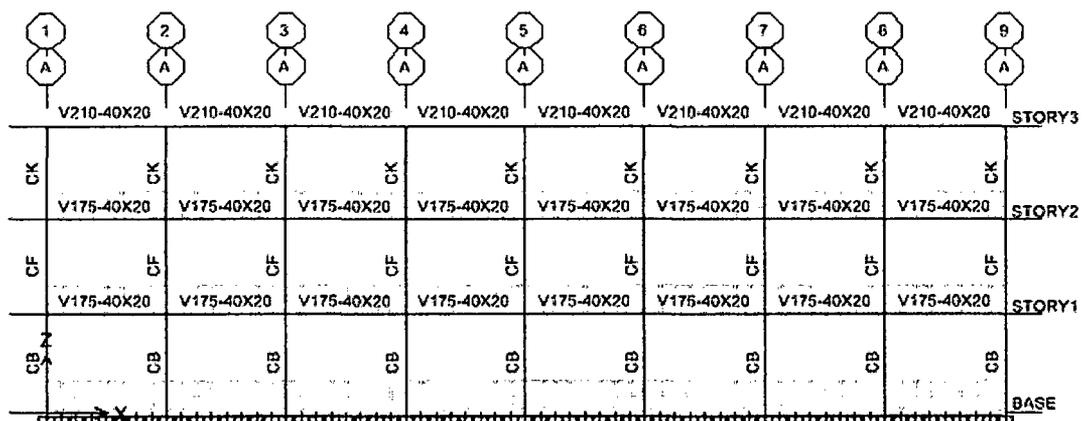


(b) Segundo nivel

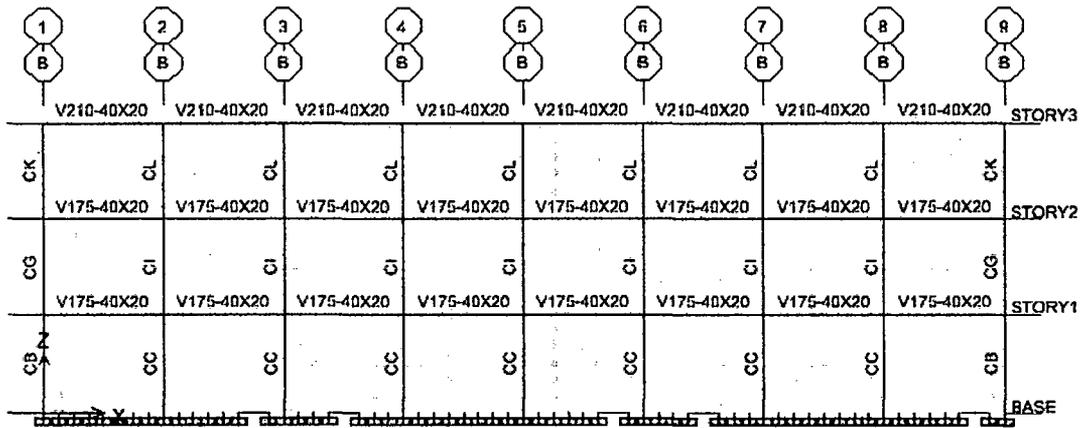


(c) Tercer nivel

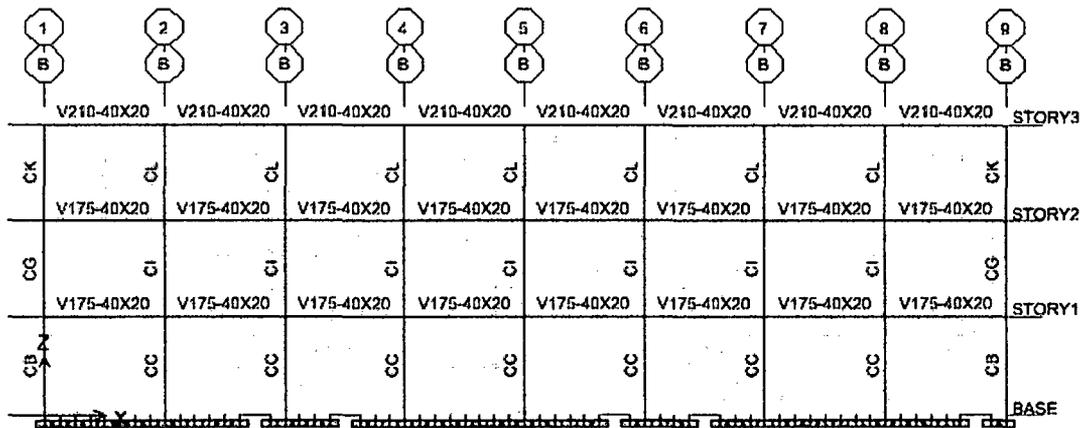
Fig. 2.8: (a), (b), (c). Esquema en Planta del edificio G1.



(a) Elevación Eje A



(b) Elevación Eje B



(c) Elevación Eje C

Fig. 2.9: (a), (b), (c). Esquema en Elevación del edificio G1.

2.5.2 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO G2

Niveles: Consta de 3 niveles más sótano. El primer nivel es de 3.55m de altura y los siguientes de 3.20m.

Uso: En el sótano funcionan las oficinas del Centro de estudiantes, en el primer piso se encuentra el hall de civiles y en el segundo y tercer nivel se encuentran las aulas de clase que en total suman 3. Al igual que G1 el último nivel fue adicionado posteriormente, en el año 1969.

Dimensiones en planta: La forma en planta del edificio es rectangular, con una longitud de 32m y un ancho de 12m.

Configuración: El sótano del edificio está circundado por placas de concreto armado de 0.30m de espesor y no se desarrolla a todo lo largo del edificio, solo en 4 paños de este (fig. 2.10(a)). El primer nivel es un área despejada sin presencia de muros y con columnas circulares. En el segundo y tercer nivel vemos una densidad alta de muros de albañilería de 0.25m y 0.15m de espesor respectivamente y solo en el segundo nivel vemos dos pasadizos a ambos lados del edificio.

En el eje longitudinal se cuentan 7 vanos de 4m de largo y en el eje transversal vemos dos vanos, uno correspondiente al corredor de 4m de ancho y el vano de aulas con 8m de ancho. En el pasadizo se observan parapetos de concreto armado en toda su longitud al igual que en G1.

Todo el edificio es de pórticos de concreto armado y se considera irregular en altura por presentar piso blando y discontinuidad en los sistemas resistentes.

Conservación: En buen estado. Sin presencia de grietas visibles.

Muros de albañilería: Los muros de albañilería son de ladrillo de arcilla macizos y se encuentran tarrajeados. Los muros van de piso a techo en el eje transversal y en el eje longitudinal excepto en el eje A en el que se encuentran parapetos de 1.10m de alto. En el sótano, primer y segundo nivel se encuentran muros de 0.25m de espesor y en el tercer nivel de 0.15m. Los muros no presentan junta de separación con las columnas.

Losa: Cuenta con losa aligerada de concreto armado de 0.20m de espesor.

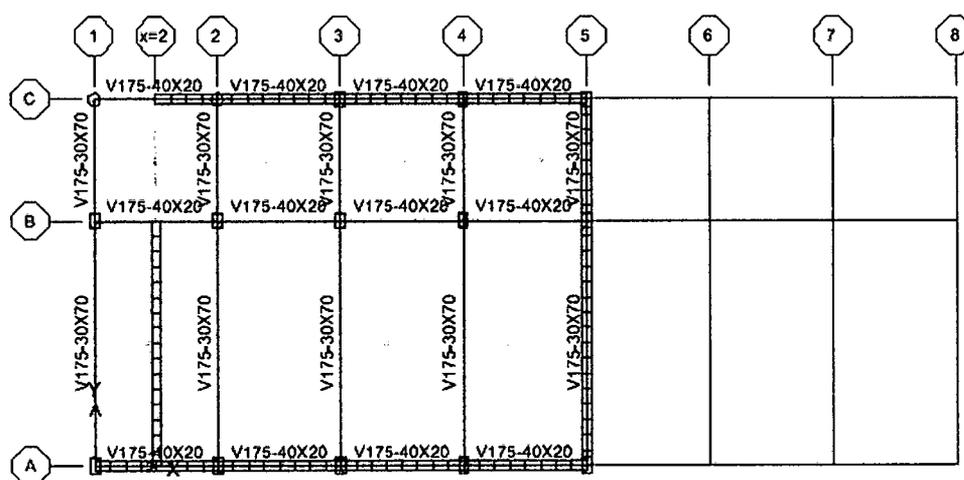
Columnas y vigas: Las columnas y vigas de concreto armado son como siguen:

Cuadro 2.5: Sección de columnas del edificio G2

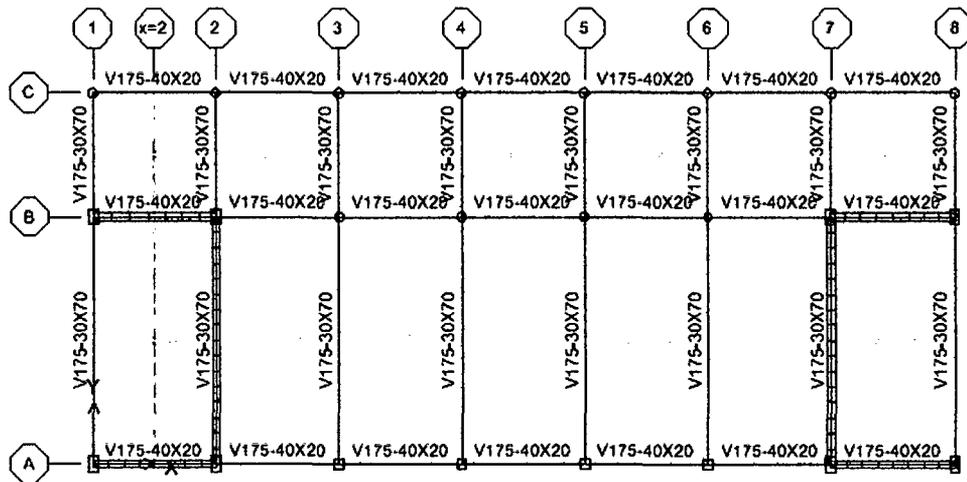
Edificio	Elemento	Tipo	Sección (m.)		Cantidad de varillas	Diámetro del acero
			X	Y		
G2	columnas	CA	0.30	0.50	6	#6
		CB	0.30	0.50	8	#6
		CC	0.30	0.50	10	#6
		CD	0.30	circular	6	#5
		CE	0.30	circular	8	#6
		CF	0.30	0.40	8	#6
		CG	0.30	0.40	6	#6
		CH	0.30	0.30	8	#6
		CI	0.40	circular	8	#5
		CJ	0.30	0.50	9	#6
		CK	0.30	0.30	6	#5
		CL	0.30	0.30	4	#6
		CM	0.30	circular	6	#5
		CN	0.30	0.50	8	#6
		CO	0.30	0.30	6	#6

Cuadro 2.6: Sección de vigas del edificio G2.

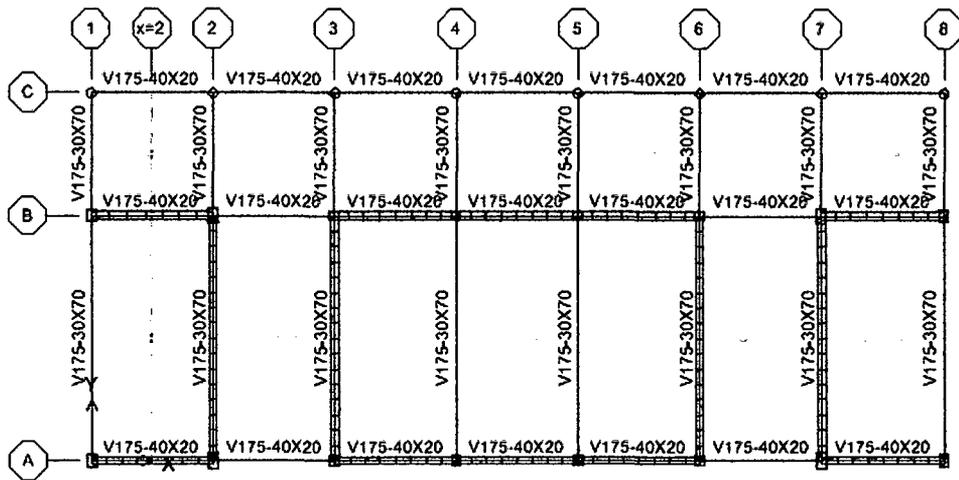
Edificio	Elemento	Eje	Sección (m.)		Cantidad de varillas al centro de la viga	Diámetro del acero	Observaciones
			ancho	peralte			
G2	Viga	A,B,C	0.40	0.20	—	—	Del sótano al 2do. nivel
		A,B,C	0.40	0.20	—	—	Tercer nivel
		1.8	0.30	0.70	5	#6	Sótano
		1.8	0.30	0.70	4	#6	Primer y segundo nivel.
		1.8	0.30	0.70	6	#6	Tercer nivel



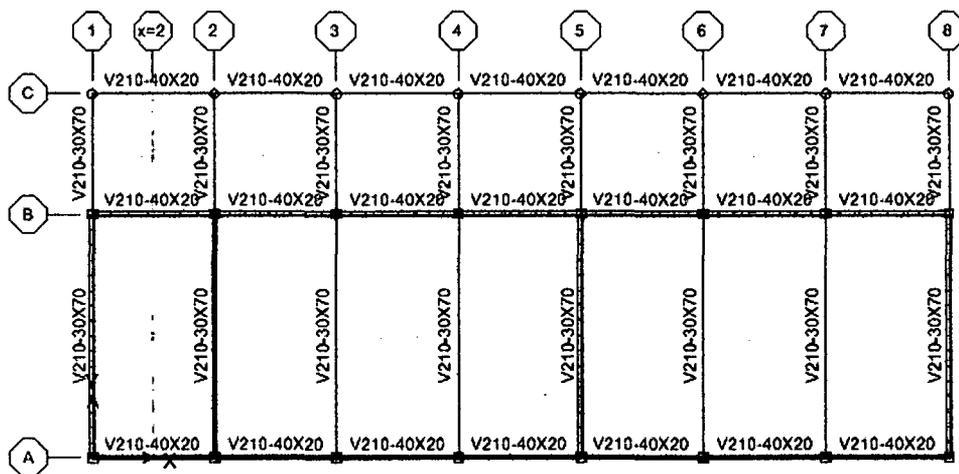
(a) Sótano.



(b) Primer nivel.

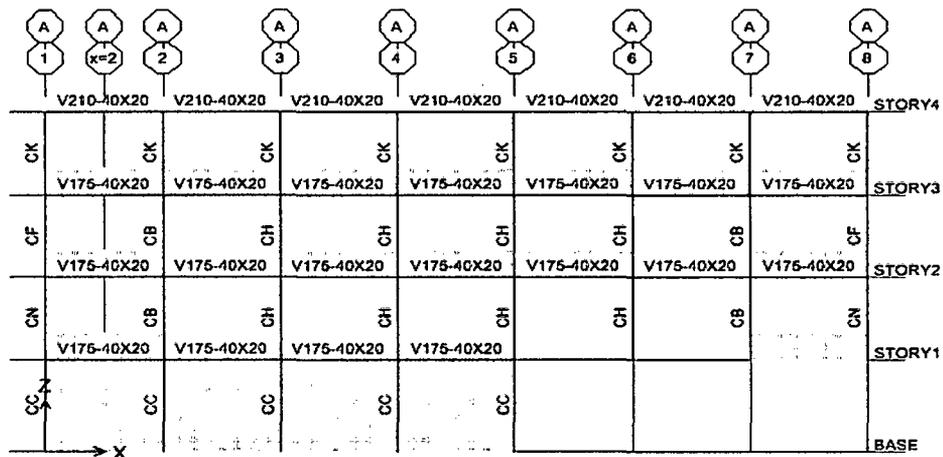


(c) Segundo nivel.

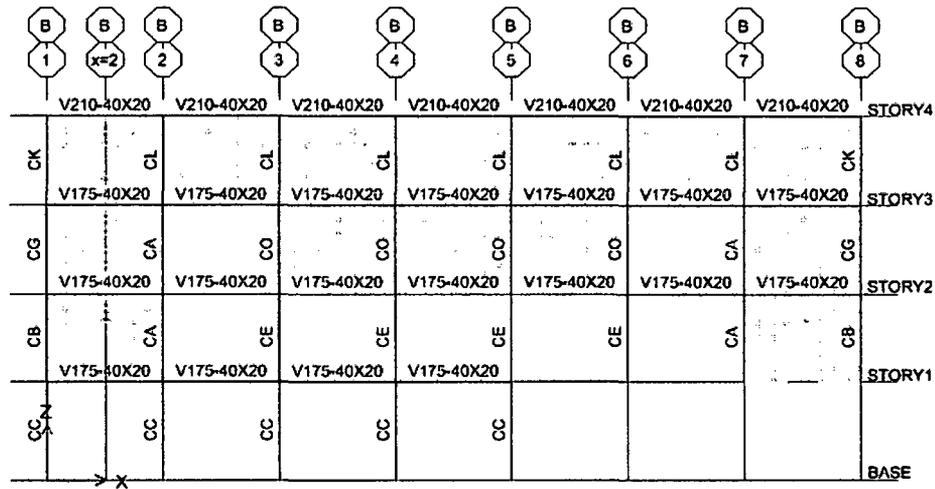


(d) Tercer nivel.

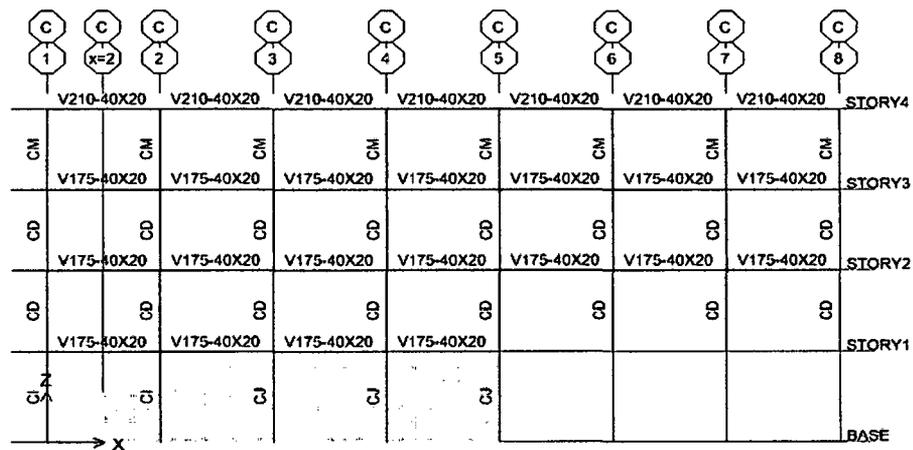
Fig. 2.10: (a), (b), (c), (d). Esquema en Planta del edificio G2.



(a) Elevación Eje A



(b) Elevación Eje B



(c) Elevación Eje C

Fig. 2.11: (a), (b), (c). Esquema en Elevación del edificio G2.

2.5.3 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO G3

Niveles: Consta de 3 niveles más un sótano. El primer nivel es de 3.55m de altura y los siguientes de 3.20m.

Uso: El Centro de Cómputo del Centro de estudiantes, la sala Odebrech y las oficinas del capítulo de estudiantes del PMI-UNI funcionan en el sótano, mientras que en los niveles uno, dos y tres se encuentran aulas de clase, 3 por piso.

Dimensiones en planta: La forma en planta del edificio es trapezoidal, con una longitud de 32m y bases de 12m y 10.45m.

Configuración: El sótano del edificio cuenta con placas de concreto armado de 30cm de espesor en los ejes A, B, 1 y 9. En el primero, segundo y tercer nivel vemos una densidad alta de muros de albañilería de 25cm y 15cm de espesor respectivamente y en el pasadizo se observan parapetos de concreto armado en toda su longitud al igual que en los dos primeros edificios.

En el eje longitudinal se cuentan 8 vanos de 4m de largo y en el eje transversal vemos dos vanos, uno correspondiente al corredor que va desde 4m de ancho hasta 2.45m en el otro extremo y el vano de aulas con 8m de ancho constante.

El edificio es considerado de albañilería confinada y se considera irregular por presentar irregularidades en altura: discontinuidad del sistema resistente.

Conservación: En buen estado. Sin presencia de grietas visibles.

Muros de albañilería: Los muros de albañilería son de ladrillo de arcilla macizos y se encuentran tarrajeados. Los muros van de piso a techo en el eje transversal y en el eje longitudinal excepto en la parte posterior en el que se encuentran parapetos de 1.10m de alto. En el primer y segundo nivel se encuentran muros de 25cm de espesor y en el tercer nivel de 15cm. Los muros no presentan junta de separación con las columnas.

Losa: Cuenta con losa aligerada de concreto armado de 20cm de espesor. Se asume que cuenta con viguetas de 10cm, losa de 5cm y ladrillos de techo de 30x15cm.

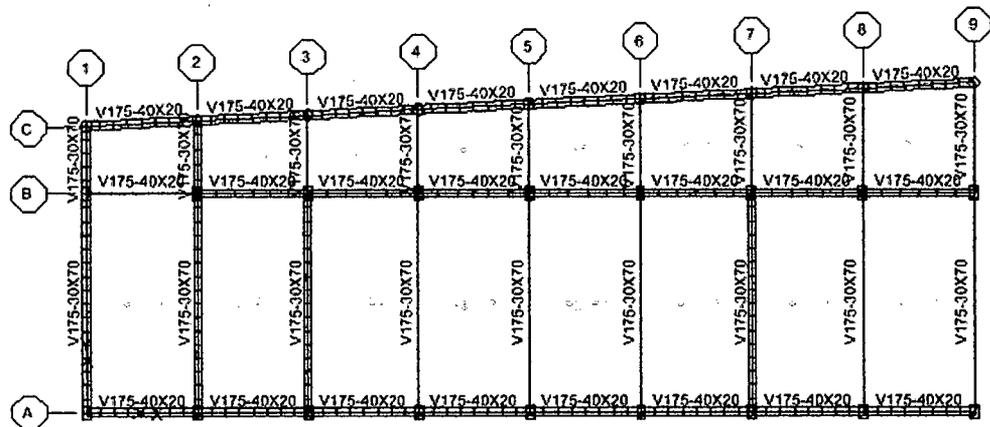
Columnas y vigas: Las columnas y vigas de concreto armado son como siguen:

Cuadro 2.7: Sección de columnas del edificio G3.

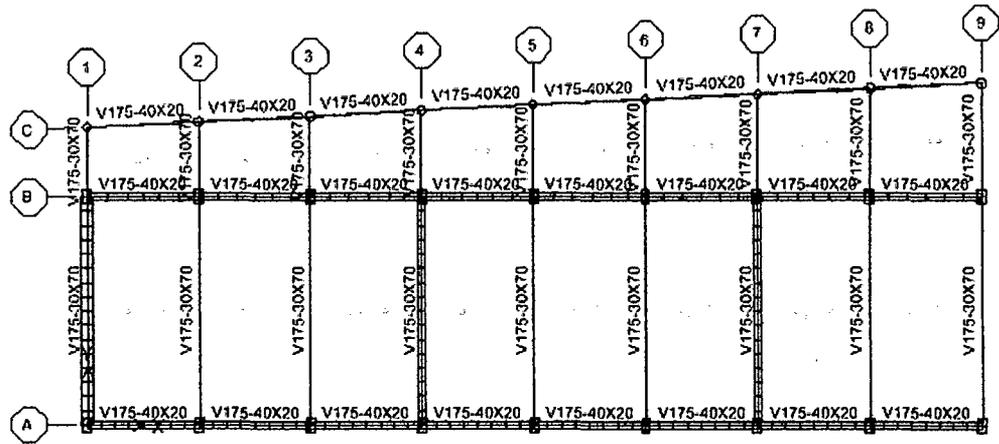
Edificio	Elemento	Tipo	Sección (m.)		Cantidad de varillas	Diámetro del acero
			X	Y		
G3	columnas	CB	0.30	0.50	8	#6
		CC	0.30	0.50	10	#6
		CD	0.30	circular	6	#5
		CF	0.30	0.40	8	#6
		CG	0.30	0.40	6	#6
		CI	0.40	circular	8	#5
		CK	0.30	0.30	6	#5
		CL	0.30	0.30	4	#6
		CM	0.30	circular	6	#5

Cuadro 2.8: Sección de vigas del edificio G3.

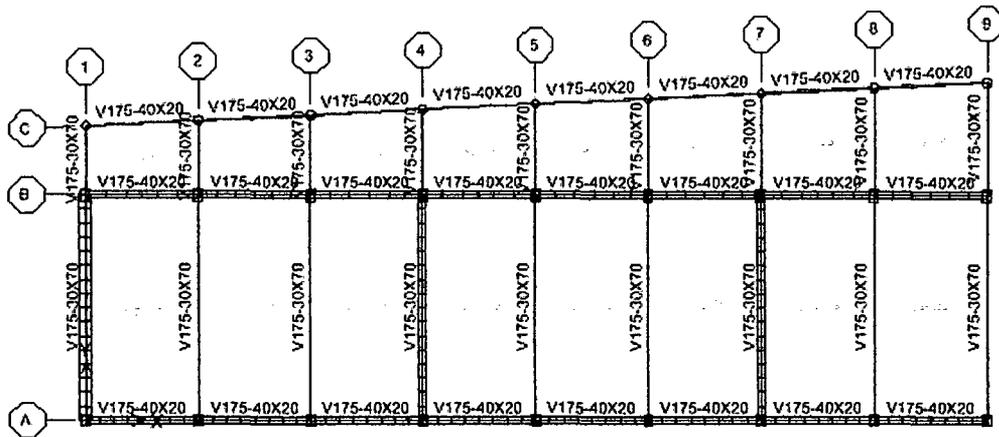
Edificio	Elemento	Tipo	Sección (m.)		Cantidad de varillas al centro de la viga	Diámetro del acero	Observaciones
			ancho	peralte			
G3	Viga	A,B,C	0.40	0.20	---	---	Del sótano al 2do. nivel
		A,B,C	0.40	0.20	---	---	Tercer nivel
		1...9	0.30	0.70	5	#6	Sótano
		1...9	0.30	0.70	4	#6	Primer y segundo nivel.
		1...9	0.30	0.70	6	#6	Tercer nivel



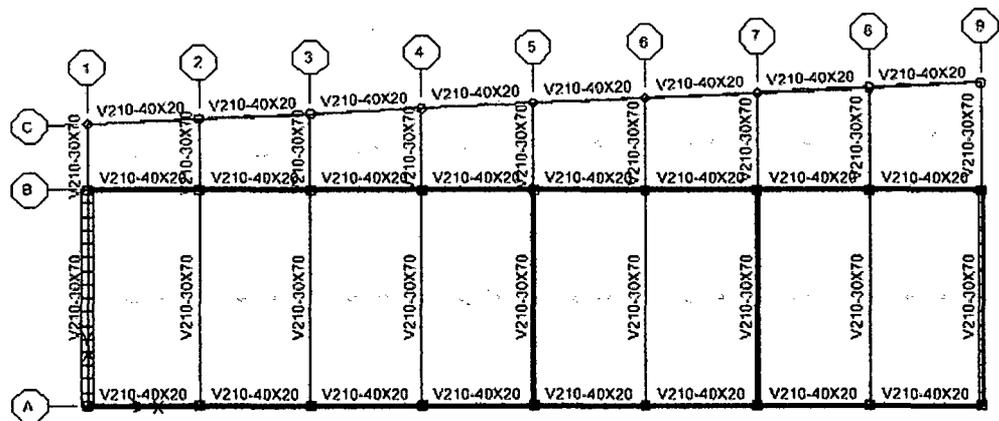
(a) Sótano.



(b) Primer nivel.

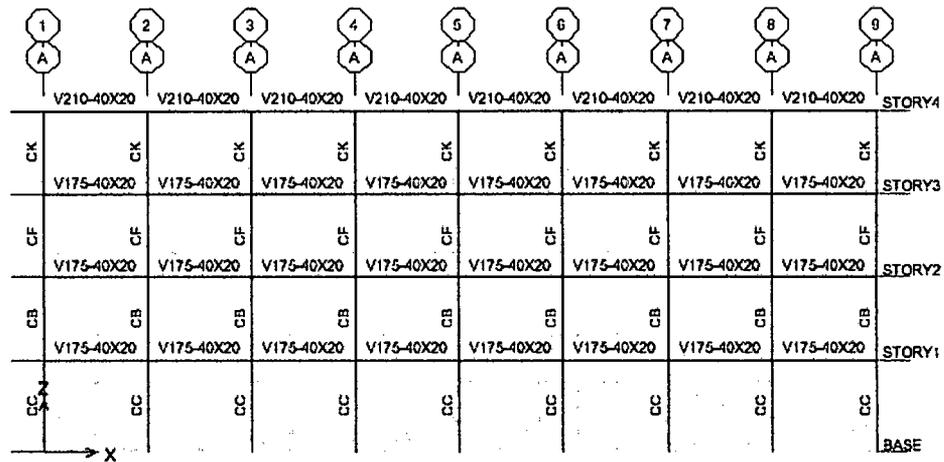


(c) Segundo nivel.

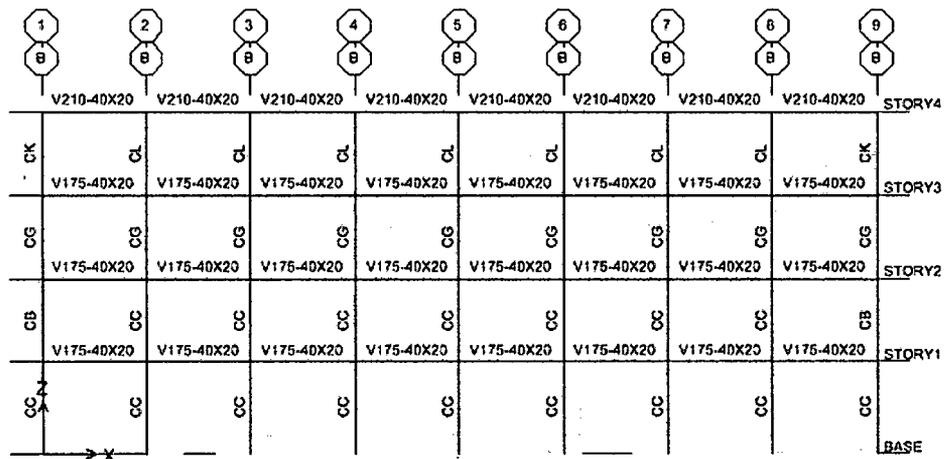


(d) Tercer nivel.

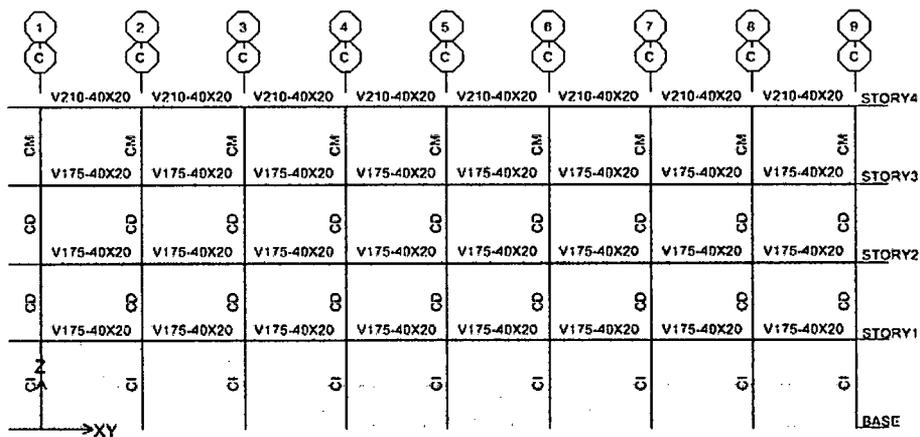
Fig. 2.12: (a), (b), (c), (d). Esquema en Planta del edificio G3.



(a) Elevación Eje A



(b) Elevación Eje B



(c) Elevación Eje C

Fig. 2.13: (a), (b), (c). Esquema en Elevación del edificio G3.

2.5.4 Descripción del edificio G4

Niveles: Consta de 4 niveles. El primer nivel es de 3.55m de altura y los siguientes de 3.20m.

Uso: En el primer nivel funciona el Laboratorio de Hidráulica e Hidrología, en el segundo nivel el Departamento de Hidráulica e Hidrología, en el tercer nivel la biblioteca y en el cuarto nivel la sala de lectura. Fue proyectada como edificio de oficinas para profesores y tenía entonces 3 niveles². No se encontró evidencia de que haya sido reforzado

Dimensiones en planta: La forma en planta del edificio es rectangular, con una longitud de 28m y un ancho de 12m.

Configuración: El primer, tercero y cuarto nivel son en general área despejadas, solo el segundo piso presenta alta densidad de muros.

En el eje longitudinal se cuentan 7 vanos de 4m de largo y en el eje transversal vemos dos vanos de 6m de largo.

Todo el edificio es considerado como pórticos de concreto armado y se considera irregular por presentar piso blando, irregularidad geométrica vertical, irregularidad torsional y discontinuidad en los sistemas resistentes.

Conservación: En buen estado. Sin presencia de grietas visibles.

Muros de albañilería: Los muros de albañilería son de ladrillo de arcilla macizos y se encuentran tarrajeados. Los muros van de piso a techo en el eje transversal y en el eje longitudinal excepto en el eje A y C en el que se encuentran parapetos de 1.40m de alto. En todos los nivel se encuentran muros de 0.25m de espesor excepto en los muros que se encuentran en el descanso de la escalera que son de 0.15m de espesor. Los muros no presentan junta de separación con las columnas.

Losa: Cuenta con losa aligerada de concreto armado de 0.20m de espesor.

Columnas y vigas: Las columnas y vigas de concreto armado son como siguen:

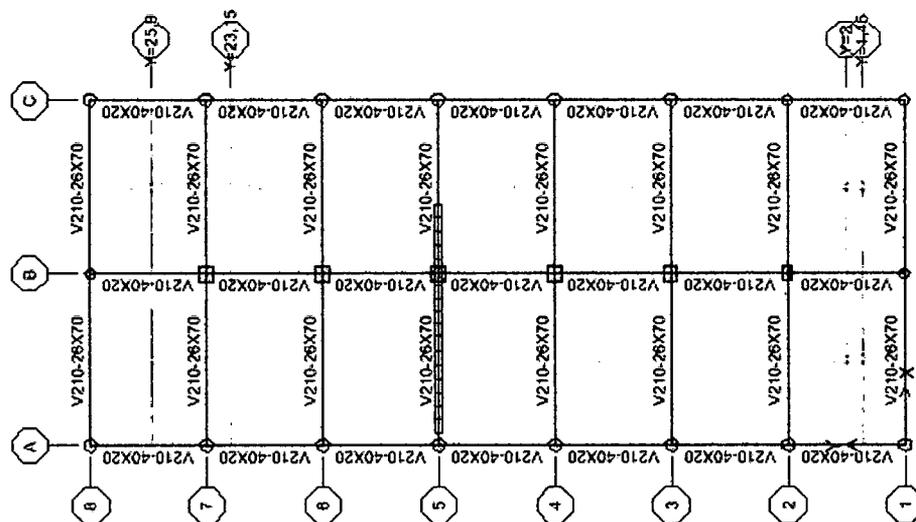
² Según consta en la data de los planos de arquitectura originales que se encuentran en la OCI-UNI

Cuadro 2.9: Sección de columnas del edificio G4

Edificio	Elemento	Tipo	Sección (m.)		Cantidad de varillas	Diámetro del acero
			X	Y		
G4	columnas	CP	0.45	circular	8	#6
		CQ	0.36	circular	8	#6
		CR	0.55	0.45	6	#6
		CS	0.45	0.30	6	#6
		CT	0.45	0.35	8	#6
		CU	0.52	0.35	8	#6
		CV	0.40	0.35	8	#5
		CW	0.35	0.35	8	#5
		CX	0.35	0.35	6	#5

Cuadro 2.10: Sección de vigas del edificio G4.

Edificio	Elemento	Tipo	Sección (m.)		Cantidad de varillas al centro de la viga	Diámetro del acero	Observaciones
			ancho	peralte			
G4	Viga	A,B,C	0.40	0.20	—	—	Todos los niveles
		1...8	0.26	0.70	3	#6	Primer y segundo nivel.
		1...8	0.26	0.60	3	#6	Tercer nivel.
		1...8	0.30	0.60	3	#6	Cuarto nivel.



(a) Primer nivel.

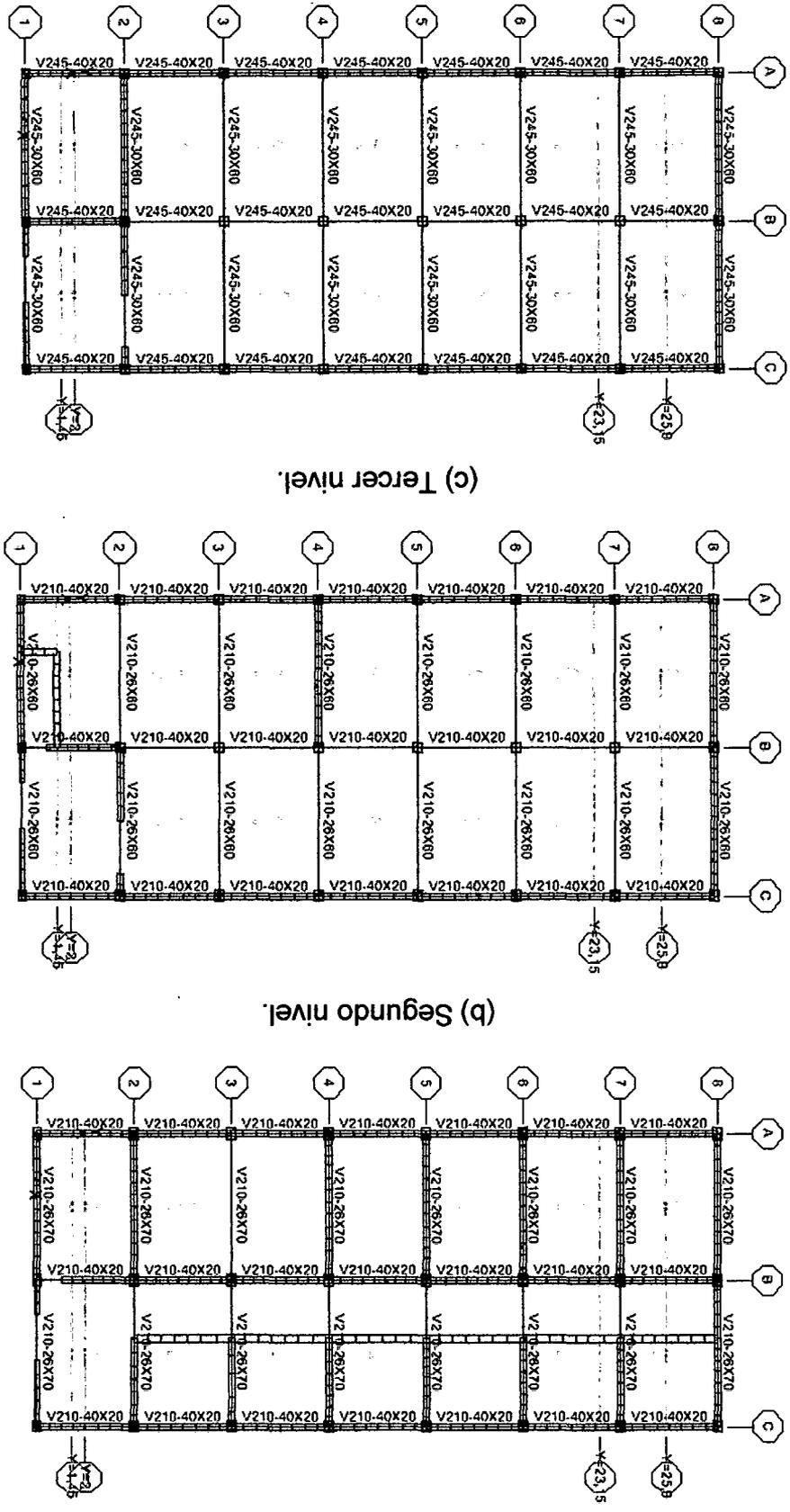
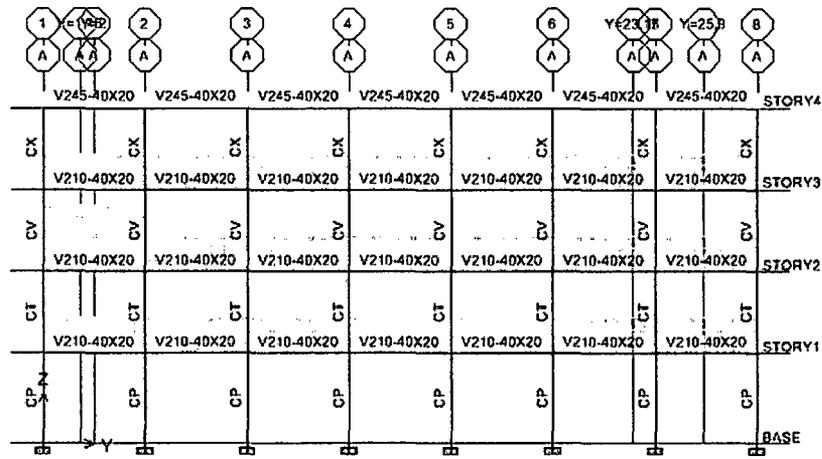
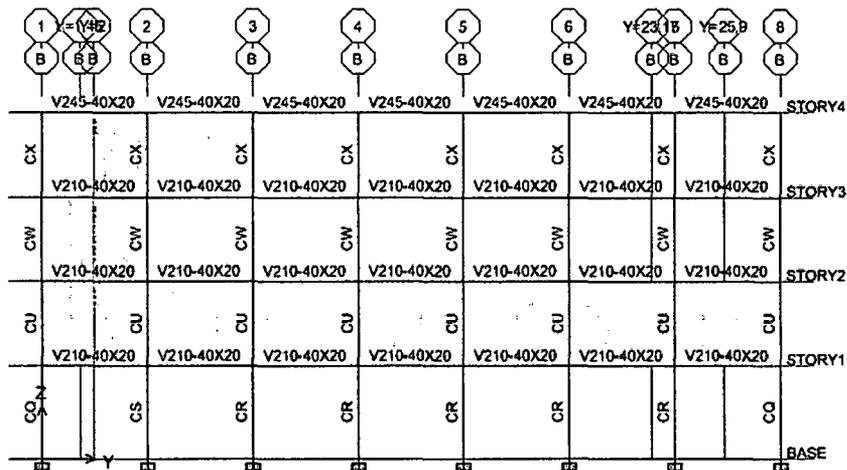


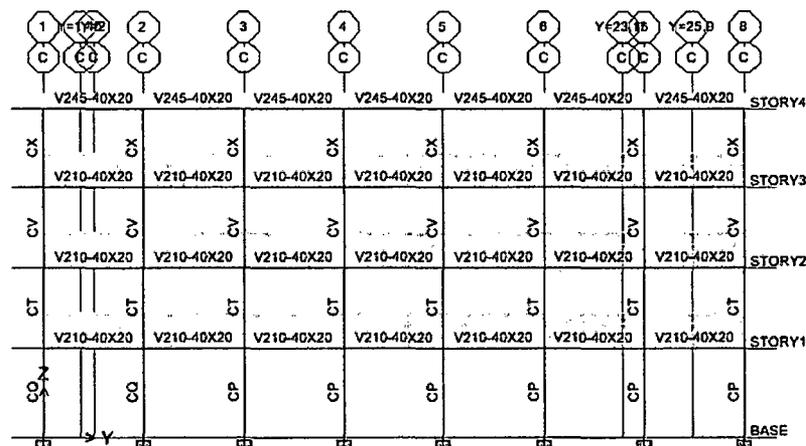
Fig. 2.14: (a), (b), (c), (d). Esquema en Planta del edificio G4



(a) Elevación Eje A



(b) Elevación Eje B



(c) Elevación Eje C

Fig. 2.15: (a), (b), (c). Esquema en Elevación del edificio G4.

2.5.5 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO G5

Niveles: Consta de 4 niveles. El primer nivel es de 3.55m de altura y los siguientes de 3.20m.

Uso: En el primer nivel se encuentran el laboratorio de química, el almacén y departamento de logística y una pequeña oficina de talleres. En el segundo nivel funciona el Departamento de Ciencias Básicas, en el tercer nivel el departamento de construcción y en el cuarto nivel existen aulas de clase. Inicialmente fue usado como laboratorio de Mecánica de Suelos y depósito de materiales con sus respectivas tolvas y montacargas. Este edificio era de tres pisos y no de cuatro como es hoy. Debido al terremoto de 1966 ocurrido en la ciudad de Lima, esta estructura quedó dañada, "las tolvas que se encontraban en el primer nivel estaban sujetas a las columnas provocando así la falla denominada columna corta, motivando ello a la elaboración de un proyecto de reparación y reforzamiento de la estructura en el año 1969³". Posteriormente se construyó el cuarto nivel.

Dimensiones en planta: La forma en planta del edificio es rectangular, con una longitud de 28m y un ancho de 12m.

Configuración: El primer y segundo encontramos una alta densidad de muros y los pisos tres y cuatro en general son áreas abiertas con tabiques de drywall o madera.

En el eje longitudinal se cuentan 7 vanos de 4m de largo y en el eje transversal vemos dos vanos de 6m de largo.

El edificio ha sido reforzado y presenta placas de concreto armado en los ejes A, C, B y 5. Las placas del eje A, C y 5 solo se encuentran en el primer nivel, pero la placa del eje B llega hasta el tercer nivel.

El edificio ha sido considerado dual irregular por presentar discontinuidad de los sistemas resistentes, irregularidad geométrica vertical además de irregularidad torsional y de masa.

Conservación: En buen estado. Sin presencia de grietas visibles.

Muros de albañilería: Los muros de albañilería son de ladrillo de arcilla macizos y se encuentran tarrajeados. Los muros van de piso a techo en el eje transversal y en el eje longitudinal excepto en la parte posterior y frontal en el que se encuentran alfeizar de 1.40m de alto. En todos los nivel se encuentran muros de

³ Narración de los hechos del Ing. Luis Bozzo ex decano de la facultad de Ingeniería Civil de la UNI.

0.25m de espesor excepto en los muros que se encuentran en el descanso de la escalera que son de 0.15m de espesor. Los muros no presentan junta de separación con las columnas.

Losa: Cuenta con losa aligerada de concreto armado de 0.20m de espesor. Se asume que cuenta con viguetas de 0.10m, losa de 0.05m y ladrillos de techo de 0.30x0.15m.

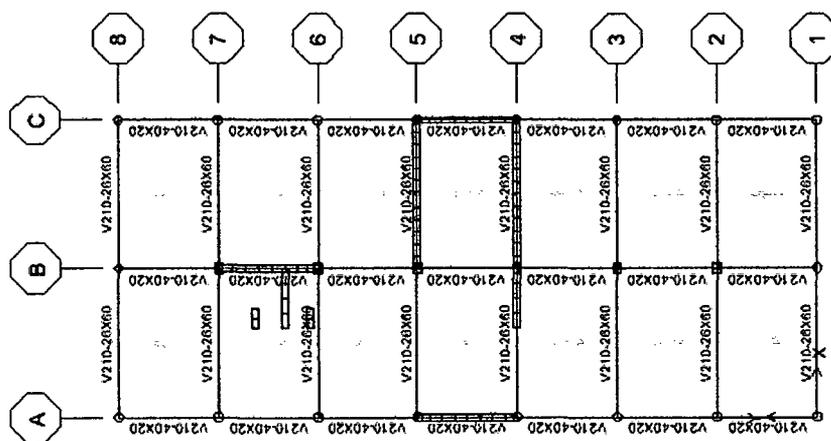
Columnas y vigas: Las columnas y vigas de concreto armado son como siguen:

Cuadro 2.11: Sección de columnas del edificio G5

Edificio	Elemento	Tipo	Sección (m.)		Cantidad de varillas	Diámetro del acero
			X	Y		
G5	columnas	CK	0.30	0.30	6	#5
		CQ	0.36	circular	8	#6
		CS	0.45	0.30	6	#6
		CO	0.30	0.30	6	#6

Cuadro 2.12: Sección de vigas del edificio G5.

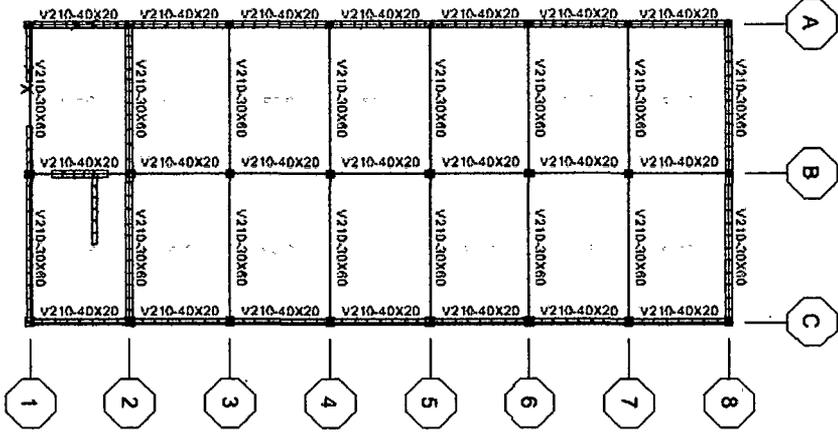
Edificio	Elemento	Tipo	Sección (m.)		Cantidad de varillas al centro de la viga	Diámetro del acero	Observaciones
			ancho	peralte			
G5	Viga	A,B,C	0.40	0.20	---	---	Todos los niveles
		1...8	0.26	0.60	3	#6	Del 1er. al 3er. nivel.
		1...8	0.30	0.60	3	#6	Cuarto nivel.



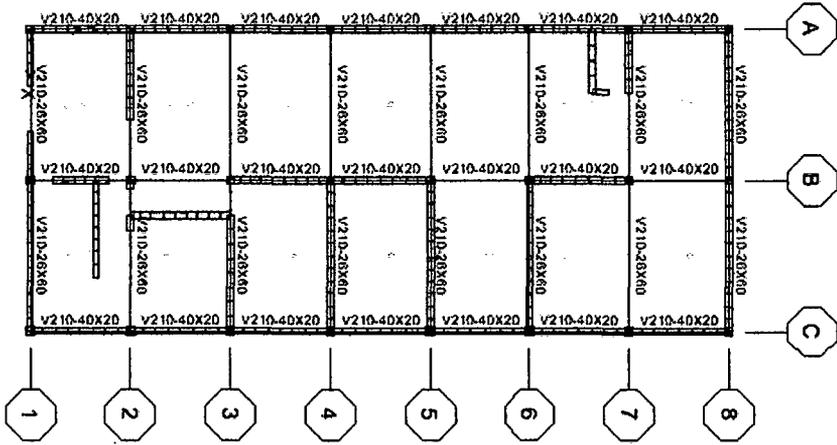
(a) Primer nivel.

Fig. 2.16: (a), (b), (c), (d). Esquema en Planta del edificio G5.

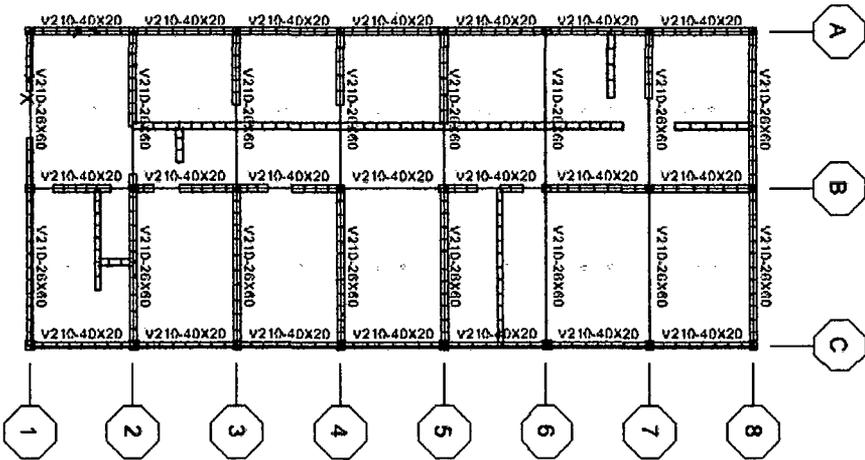
(d) Cuarto nivel.

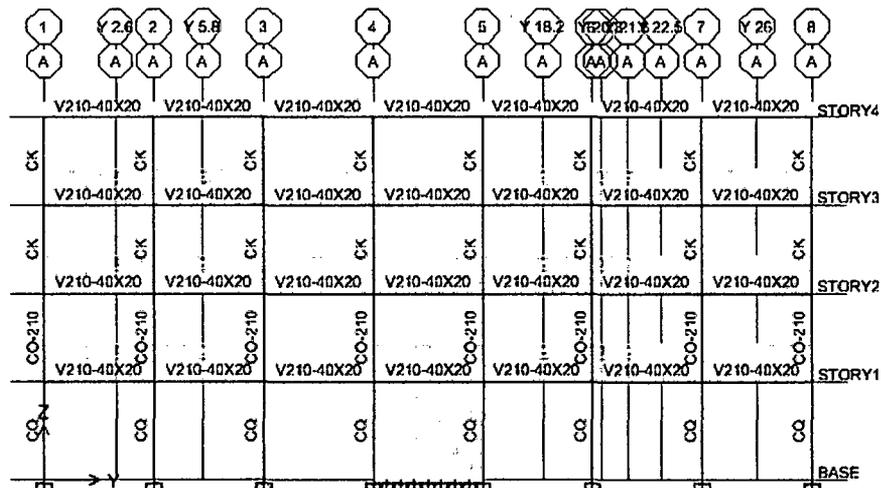


(c) Tercer nivel.

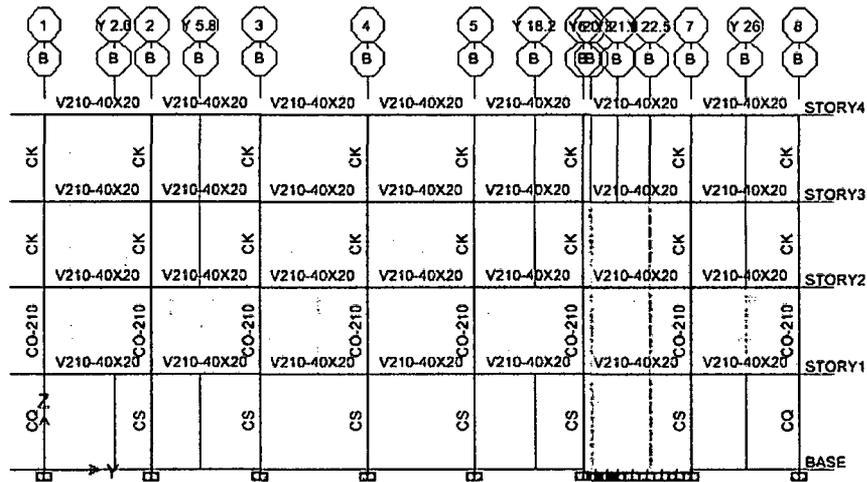


(b) Segundo nivel.

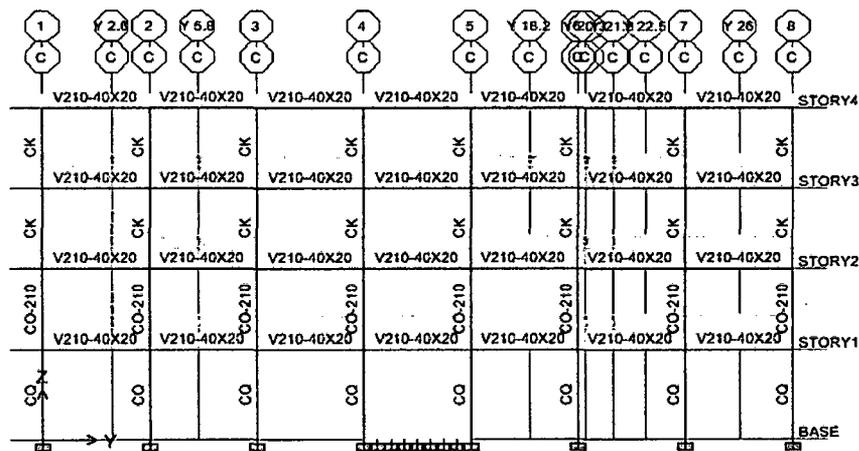




(a) Elevación Eje A



(a) Elevación Eje B



(a) Elevación Eje C

Fig. 2.17: (a), (b), (c). Esquema en Elevación del edificio G5.

CAPITULO 3

ESTUDIO DE LA CIMENTACIÓN

3.1 GENERALIDADES

3.1.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo muestra los resultados del Estudio de Mecánica de suelo que se llevó a cabo para obtener los parámetros geotécnicos suficientes para evaluar la cimentación de los edificios (Anexo 3).

La investigación involucró revisión bibliográfica, trabajos de campo, y ensayos de laboratorio; necesarios para definir la capacidad portante del terreno, la estratigrafía, las propiedades de resistencia y deformación del terreno, la geometría de los cimientos y su estado de conservación parámetros geotécnicos suficientes para evaluar la cimentación de los edificios.

3.1.2 GEOLOGIA DE LA ZONA

La Facultad de Ingeniería Civil pertenece al Campus de la Universidad Nacional de Ingeniería. Está ubicado en el distrito del Rimac, en zona de cauce antiguo del Río Rimac. Las características geológicas de la zona y sus alrededores se presentan en el anexo 3 Figura N° 1, tomado del Plano Geológico de Lima presentado por Martínez (1975). Esta localidad está asentada sobre un estrato denominado Op-al, es decir, una unidad estratigráfica perteneciente a la era Cenozoica, sistema cuaternario, serie pleistoceno. Esta zona es estable geológicamente.

3.1.3 SISMICIDAD

En el capítulo 1 se hizo un resumen de las características sísmicas de la zona. En la Figura N° 2 del anexo 3 se presenta el mapa de zonificación de riesgo sísmico de la ciudad de Lima. La zona en estudio tiene una calificación de zona I, por lo que le corresponde un tipo de suelo S1. Se recomienda usar los siguientes parámetros sísmicos:

Factor de Zona,	$Z = 0.4,$
Factor de amplificación de ondas sísmicas,	$S = 1.0,$ y
Período de Vibración Fundamental del Suelo,	$T_p = 0.4$ segundos.

3.2 INVESTIGACION GEOTECNICA

La investigación de campo se ha efectuado de acuerdo a Norma E-050 de Suelos y Cimentaciones, del Reglamento Nacional de Construcción. Los trabajos efectuados son los siguientes:

3.2.1 TRABAJOS DE CAMPO

Los trabajos de campo, desarrollados en la etapa de investigación, fueron los siguientes:

Calicatas: La exploración del subsuelo se realizó mediante 05 calicatas o excavaciones a cielo abierto. El esquema de la ubicación de las calicatas

se presenta en el anexo 3, plano MS-1. El Cuadro N° 1 en el mismo anexo, se detalla la descripción de las calicatas y la profundidad de exploración alcanzada.

Toma de muestras disturbadas: Para la evaluación de la densidad natural del terreno se realizaron 06 ensayos de densidad de campo con el cono de arena de 12". Los resultados de estos ensayos se resumen en el anexo 3 cuadro N° 4.

Descubrimiento de zapatas: Para evaluar el estado de conservación y las dimensiones de las zapatas de la estructura existente, se hicieron el descubrimiento de 07 zapatas. La ubicación de éstos puede observarse en el plano MS-2 del anexo 3.

Registro de Excavaciones: Paralelamente al muestreo se efectuó el registro de excavaciones, anotándose las principales características de los estratos encontrados, tales como: espesor, color, humedad, compacidad, consistencia, nivel freático, plasticidad, clasificación, etc.

3.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Los ensayos se efectuaron en el Laboratorio N° 2 – Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de Ingeniería, siguiendo las Normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM) y fueron los siguientes:

- 05 Análisis Granulométrico por tamizado, ASTM D422
- 05 Límite Líquido ASTM D4318
- 05 Límite plástico ASTM D4318
- 02 Ensayo de Corte Directo ASTM-D3080
- 06 Ensayo de Campo con Cono de Arena de 12" (ASTM D-1556).
- 02 Ensayos de Densidad Máxima y Densidad Mínima

En el anexo 3, se presentan los resultados de todos estos ensayos.

3.4 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Los suelos representativos se han clasificado de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según se muestra en el Cuadro N°2 del anexo 3.

3.5 DESCRIPCION DEL PERFIL ESTRATIGRAFICO

La estratigrafía se ha definido a través de la interpretación del registro estratigráfico de las exploraciones distribuidas en el área estudiada, estableciéndose la siguiente conformación del subsuelo:

Dada la ubicación de las calicatas, en la parte superficial se encuentra una capa delgada de suelo constituido por raíces y residuos vegetales. Debajo se presenta en el terreno un estrato de arcilla de baja plasticidad, de color marrón claro, de bajo contenido de humedad. En muy baja proporción se observan restos de ladrillos y en algunos casos, cantos rodados aislados. La potencia de este estrato en promedio es de 0.90 m. En algunos casos (calicata C-5) no existe este estrato superficial por tratarse de una zona excavada y sólo aparece la capa delgada de suelo de jardín.

Debajo de este primer estrato se encuentra el Conglomerado de Lima. Este se caracteriza por estar constituido por cantos rodados y bolonería de diverso tamaño, de gran dureza, de color azulado, gris o verdoso. Junto con la bolonería, que aparece en una proporción entre el 30 al 50%, hay grava mal graduada o GP según la clasificación SUCS. La grava también es redondeada y tiene la misma naturaleza de la bolonería. Finalmente, la matriz está constituida por arena media a fina, de grano redondeado, color beige amarillento y tiene poco contenido de finos. Con respecto a la humedad, la humedad natural tiene valores muy bajos (3 a 5%) y se incrementa sólo en las calicatas que están ubicadas debajo en zonas de jardín. La densidad natural presenta valores muy altos, siendo 2.074 t/m³ el valor más bajo y 2.377 t/m³ el valor más alto. Con respecto a su compacidad, los valores de densidad relativa que se pueden calcular varían de 70 a 100%, siendo su denominación de suelo compacta a muy compacta.

3.6 EVALUACION DE LA CAPACIDAD PORTANTE

La capacidad portante es la máxima presión que puede admitir el suelo de cimentación bajo dos consideraciones:

- a) El factor de seguridad mínimo de una falla por cortante sea, $F_{s_{\min}} = 3.0$ y
- b) Los asentamientos producidos por la presión recomendada no sean mayores a los asentamientos admisibles por la estructura.

La metodología para calcular la capacidad portante se inicia cumpliendo la primera consideración, es decir calculando la presión vertical, q_{adm} , de tal forma que se obtenga un factor de seguridad por cortante, $FS = 3.0$. Posteriormente se debe comprobar que los valores de q_{adm} produzcan valores de asentamientos menores a los permisibles.

Para evaluar la capacidad portante se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- 1) La estructura en evaluación está constituida por pórticos de concreto armado apoyados en zapatas aisladas.
- 2) En la etapa de exploración se ha verificado que las zapatas se encuentran apoyadas en el estrato del Conglomerado de Lima.
- 3) Los niveles de cimentación y las características de las zapatas se detallan en el Cuadro N° 14. Asimismo, se están colocando las dimensiones de las zapatas encontradas.
- 4) Para la determinación de los parámetros de resistencia se han realizado 02 ensayos de corte directo, cuyos valores obtenidos se detallan en el anexo 3. Los valores de los parámetros de resistencia obtenidos son los siguientes: ángulo de fricción = 34° , cohesión = 0.0 t/m^2 . Asimismo, los valores de densidad natural y de densidad relativa demuestran que el estrato de apoyo de las zapatas es compacto o muy compacto, por lo que no se considera necesario realizar ninguna corrección a los parámetros de resistencia obtenidos.

3.6.1 CAPACIDAD PORTANTE

Para la evaluación de la capacidad admisible se usará la expresión de Meyerhof (1963) que toma en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla, la forma rectangular de la cimentación, entre otros. La expresión es la siguiente:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_1 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

- c : cohesión.
- γ_1 : Peso específico del suelo encima del nivel de cimentación.
- γ_2 : Peso específico del suelo debajo del nivel de cimentación.
- D_f : Profundidad de cimentación.
- B : ancho de la cimentación.
- $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: factores de forma.
- $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: factores de profundidad.
- $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: factores por la inclinación de la carga.
- N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga.

Las expresiones para evaluar los factores se pueden encontrar en cualquier texto elemental de mecánica de suelos.

Además:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

Generalmente para cimentaciones se usa $FS = 3.0$

Para evaluar estas expresiones, se está usando un valor de peso específico del suelo de 2.1 t/m^3 y a este valor no se le realiza corrección por nivel freático dado que no se ha encontrado ésta en la exploración de campo.

Evaluando estos datos para cada zapata encontrada:

Cuadro 3.1: Datos encontrados en la auscultación de zapatas

Zapata	Dimensiones (m)	Estado de conservación	Desplante (m)	Capacidad Admisible (kg/cm ²)
Z_1-1	1.35 x 1.35	Bueno	1.20	6.52
Z_1-2	1.10 x 1.10	Bueno	1.12	5.63
Z_1-4	1.20 x 1.20	Bueno	2.00	8.24
Z_2-1	1.24 x 1.24	Mal estado	2.52	9.97
Z_5-1	1.20 x 1.20	Bueno	2.02	8.31

Los valores obtenidos para capacidad admisible son bastantes altos. No es usual en los proyectos de ingeniería usar estos valores tan altos de capacidad portante. Aunque no hay nada que sustente en bajar el valor calculado, la ingeniería práctica usa una capacidad portante límite de 40 t/m². Por lo tanto, este estudio, aunque presenta los valores teóricos de capacidad admisible obtenidos, considera que la capacidad portante del área evaluada es:

$$q_{adm} = 40 \text{ t/m}^2$$

3.7 ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Las presiones anteriores pueden generar asentamientos mayores a los admisibles, por lo tanto se verificará los asentamientos previstos.

En suelos de naturaleza granular predomina en asentamiento elástico. El asentamiento elástico depende del Módulo de Elasticidad y según la teoría elástica podemos utilizar la siguiente expresión:

$$S = \frac{qB(1-u^2)I_f}{E_s}$$

Donde:

S = Asentamiento inmediato en cm.

u = Relación de Poisson.

I_f	=	Factor de forma.
E_s	=	Módulo de Elasticidad.
q	=	Presión de trabajo.
B	=	Ancho de cimentación (m)

Para las zapatas, se tienen los siguientes datos:

u	=	0.30
E_s	=	14000 t/m ²
Presión de trabajo	=	40.00 t/m ² .

Reemplazando los datos correspondientes más críticos (ancho de zapata de 1.35 m x 1.35 m) se obtiene un asentamiento inmediato de:

$$S = 0.0036 \text{ m}$$

El asentamiento diferencial tolerable será del orden de 1 pulgada y se estima como el 75% del asentamiento inmediato. Luego para un asentamiento total de 0.0036 m se obtiene un asentamiento diferencial de 0.0027 m, menor al asentamiento máximo permisible.

3.8 ENSAYOS QUÍMICOS

Dado el buen estado de la mayoría de las zapatas encontradas en la etapa de exploración, se deduce que el suelo no es agresivo a los elementos de la cimentación. El origen geológico de la zona (origen aluvial) y estudios similares, indican que los valores de sales, sulfatos y cloruros están por debajo de los límites permisibles.

3.9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El informe se ha elaborado sobre la base de la Norma Técnica E-050 de Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Construcciones y corresponde al Estudio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil como parte de la Tesis: "Estudio de la Vulnerabilidad Estructural Sísmica de la FIC-UNI", ubicado en la Av. Túpac Amará, distrito del Rímac, Provincia y Departamento Lima.

- El sistema estructural usado en la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI consiste en pórticos de concreto armado y muros de albañilería confinada. La cimentación descubierta es zapatas aisladas.
- Se han realizado cinco calicatas en la etapa de exploración campo. Además se ha realizado el descubrimiento de 06 zapatas. El perfil stratigráfico encontrado señala que existe una capa de arcilla de baja plasticidad (CL) de un espesor promedio de 0.90 m con la presencia de algunas partículas de ladrillos. Debajo se encuentra el Conglomerado de Lima constituido por bolonería y grava mal graduada (GP), en estado compacto o muy compacto.
- Los niveles de desplante encontrado son mayores a 1.0 m de profundidad y los detalles se señalan en el Cuadro N° 14.
- Se calculó la capacidad de carga admisible para las zapatas encontradas. Los valores de carga admisible obtenidos son bastante altos. Siguiendo la práctica de la ingeniería se recomienda en siguiente valor de la capacidad admisible:

$$q_{adm} = 4.00 \text{ kg/cm}^2 = 40 \text{ t/m}^2$$

- Los valores de asentamientos han sido estimados considerando el asentamiento elástico del suelo. Los valores obtenidos son mucho menores a los máximos permitidos.
- Las zapatas descubiertas no demuestran estar sujetas al ataque de los contenidos químicos del suelo, indicando así que los niveles de sales, sulfatos y cloruros están por debajo de los límites permisibles.
- Los resultados obtenidos en el presente estudio, así como las conclusiones y recomendaciones establecidas, sólo son válidos para el área investigada y no garantiza a otros proyectos que la tomen como referencia.

CAPITULO 4

CALIDAD Y PROPIEDAD DE LOS MATERIALES

4.1. INTRODUCCIÓN

Como se mencionó anteriormente, los planos estructurales originales de los edificios no fueron encontrados, creando de esta manera mucha incertidumbre con respecto de las características de estos. Una de estas dudas está relacionada a la calidad de los materiales (concreto, acero y unidades de albañilería) usados en la construcción. Por este motivo se planificó una serie de ensayos e investigaciones bibliográficas para obtener los valores representativos.

4.2. PROPIEDADES DEL CONCRETO

La Norma Peruana de Estructuras, señala en su capítulo 4 “Calidad del Concreto” sección 4.6.6 “Investigación de los resultados dudosos” que si se tiene alguna incertidumbre de la calidad del concreto en obra “...y los cálculos indican que la capacidad de carga de la estructura puede estar comprometida, deberán realizarse ensayos en testigos extraídos del área cuestionada...”.

Siguiendo las recomendaciones de la Norma y con la finalidad de evaluar la calidad del concreto utilizado en la construcción, se realizó un programa de extracción de testigos de concreto con broca diamantada para luego someterlos a ensayos de Núcleo de concreto (ASTM-C42). Este ensayo nos permite aproximarnos a la resistencia a la compresión del concreto utilizado en los elementos estructurales: vigas, columnas y placas.

Para este ensayo se contó con el apoyo del personal del Laboratorio N°1 de Ensayo de Materiales de la UNI.

4.2.1. EQUIPO UTILIZADO

A continuación se encuentra la lista de equipos utilizados para la detección de acero en los elementos estructurales en los que se extraerá el testigo, la extracción diamantina en si y el ensayo de compresión.

- Detector de acero
- Extractor de diamantina
- Brocas diamantadas de 3” de diámetro.
- Maquina Universal para ensayos de compresión

4.2.2. PROCEDIMIENTO

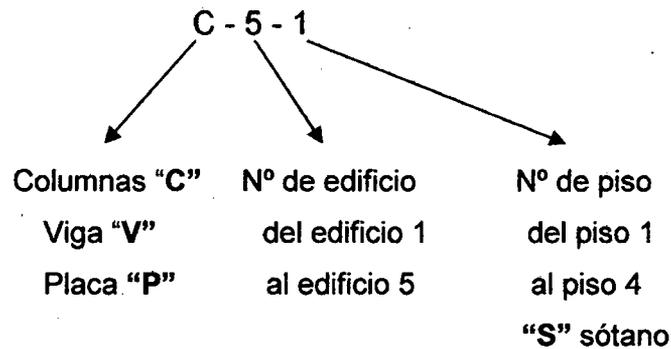
Se planteó, inicialmente, tomar una muestra de Columnas y una muestra de viga por piso de cada edificio además de una muestra por cada placa y muro de contención que se encuentre en cada piso de cada edificio.

Por motivos de accesibilidad no se pudieron extraer testigos de las losas y de algunas vigas. Finalmente se logró un total de 32 muestras extraídas y ensayadas en los 5 edificios.

El procedimiento para la extracción y el ensayo de las diamantinas esta basado en las normas ITINTEC 339.059, ASTM C42 y AASHTO T24.

Para el ensayo se tomaron las siguientes consideraciones:

- Se hizo uso del detector de metales para ubicar un área de la columna en el que no se encuentre el acero longitudinal ni el estribo. En esta área se deja una marca teniendo en cuenta que el diámetro de la broca es de 3 pulgadas.
- Una vez extraída la muestra, el hoyo se cubrió con una mezcla de arena, cemento en relación 2/1 con aditivo expansivo intraplast SIKA, puesto que el concreto se contrae en el secado, además el hoyo fue barnizado con epóxico SIKA 32 para pegar concreto seco con nuevo.
- Se utilizó la siguiente leyenda para denominar las muestras.



En este ejemplo se hace mención a la muestra de una columna del edificio G5 del piso 1.

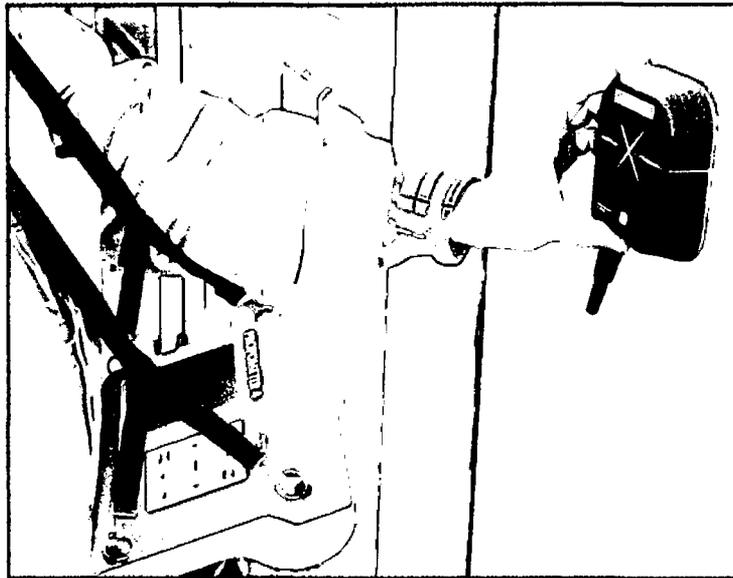


Fig. 4.1: Detector de Acero marca PROFOMETER modelo S usado para la detección de acero en elementos estructurales

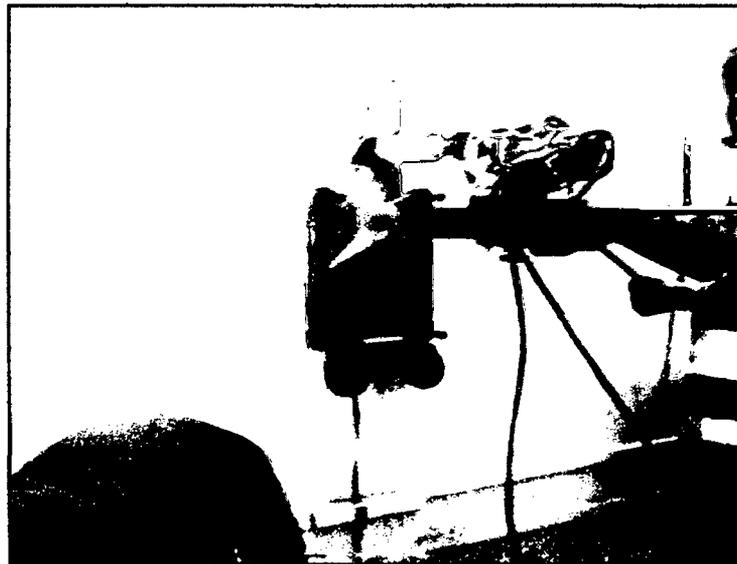


Fig. 4.2: Extractor de diamantinas

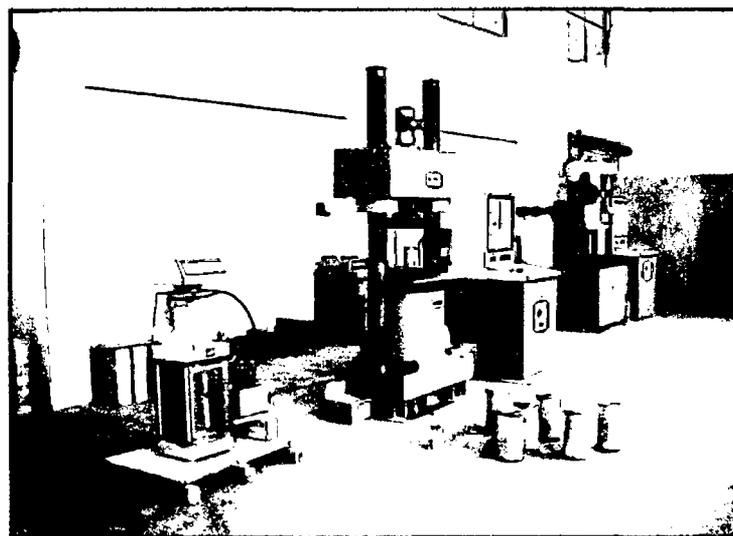


Fig. 4.3: Equipo para ensayo de Compresión

4.2.3. RESULTADOS

Cuadro 4.1: Resultados obtenidos del Ensayo de Compresión Estándar.

MARCA	D(cm.)	H(cm.)	CARGA(kg.)	RESISTENCIA (kg./cm ²)
C-2-1	6.9	13.8	4450	119
C-2-2	6.9	13.8	4550	122
C-5-3	6.9	13.9	6650	178
C-5-4	6.9	14.2	6050	162
P-5-2	6.9	13.8	7650	205
P-5-1	6.9	14.5	9500	254
C-5-1	6.9	14.0	8100	217
C-4-3	6.9	14.0	4750	121
C-4-1	6.9	14.0	7750	207
C-3-S	6.9	13.9	7950	213
P-3-S	6.9	13.9	9200	246
P-2-S	6.9	11.0	8600	223
C-2-S	6.9	13.9	5550	148
V-4-2	6.9	14.3	5100	136
V-4-4	6.9	13.7	8150	218
C-4-4	6.9	13.9	10800	289
V-2-1	6.9	13.8	6200	166
V-4-1	6.9	13.6	9400	220
C-4-2	6.9	14.0	7500	201
V-4-3	6.9	14.0	6950	186
C-1-2	6.9	13.9	3900	104
V-5-2	6.9	14.5	7800	209
C-2-3	6.9	14.2	10000	267
C-1-3	6.9	13.7	8500	227
V-2-3	6.9	14.2	12500	334
V-1-3	6.9	14.2	7850	210
V-5-4	6.9	14.4	9350	250
C-3-2	6.9	14.1	7500	201
V-3-2	6.9	14.6	6150	164
C-3-1	6.9	14.3	5408	144
V-2-2	6.9	12.2	6150	161

Cuadro 4.2: Valores utilizados para el cálculo estructural de vigas y columnas

EDIFICIO	PISO	ELEMENTO	f'c (t/m ²)
1	1	VIGA Y COLUMNAS	1750
	2	VIGA Y COLUMNAS	1750
	3	VIGA Y COLUMNAS	2100
2	S	VIGA Y COLUMNAS	1750
	1	VIGA Y COLUMNAS	1750
	2	VIGA Y COLUMNAS	1750
	3	VIGA Y COLUMNAS	2100
3	S	VIGA Y COLUMNAS	1750
	1	VIGA Y COLUMNAS	1750
	2	VIGA Y COLUMNAS	1750
	3	VIGA Y COLUMNAS	2100
4	1	VIGA Y COLUMNAS	2100
	2	VIGA Y COLUMNAS	2100
	3	VIGA Y COLUMNAS	2100
	4	VIGA Y COLUMNAS	2100
5	1	VIGA Y COLUMNAS	2100
	2	VIGA Y COLUMNAS	2100
	3	VIGA Y COLUMNAS	2100
	4	VIGA Y COLUMNAS	2100

Todas las placas se consideraron con un $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 2100 \text{ t/m}^2$

4.2.4. MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO

El módulo de elasticidad del concreto fue deducido a partir de las formulas propuestas por el ACI 318, La Norma Peruana y las fórmulas de Park.

Se presenta en un cuadro los valores obtenidos y en naranja el valor considerado para los cálculos.

Cuadro 4.3: Resultados del cálculo del módulo de elasticidad del concreto.

f'c	UTILIZADO	NORMA E030	PARK 1		PARK 2	ACI 318	
	E (ton/m ²)	E (kg/cm ²)	E	E	E	E	E
210	2173707	217370.65	175000	183800	182900	108264.6	232948.3
175	1984313	198431.34	145800	153100	152400	98831.6	212651.8

4.3. PROPIEDADES DEL ACERO

Se asumió que el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo es del orden de 28000 t/m² que corresponde a la calidad del material empleado en los años 50 en el país según consta en las tesis y textos de cálculo investigados⁴. Este valor se utilizó para los cálculos de elementos estructurales de los dos primeros pisos del edificio G1 y los tres primeros de los edificios G2, G3, G4 y G5. Para el último nivel de estos se utilizó 42000 t/m² pues fueron construidos posteriormente en el año 1965.

4.4. PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERIA

Dado que existía la incertidumbre del tipo de unidades de albañilería que se usaron en la construcción del edificio y consecuentemente de sus propiedades y las propiedades de los muros en si mismos, se realizó una investigación bibliográfica para tener una idea del tipo de material usado.

Particularmente se revisaron tesis entre 1950 y 1960 además de los informes de Estudios de Vulnerabilidad de hospitales peruanos construidos entre 1930 y 1960 que el CIDMID llevó a cabo en el año 1997 con la OPS.

A continuación se muestran los datos más resaltantes:

Tesis: El Estudio del ladrillo en Lima

Autor: Carlos Pérez Bardales

Lugar y Año: Lima 1955

Síntesis: El Autor investiga las unidades de albañilería de todas las canteras de Lima de la época, toma muestras y las ensaya. Además realiza investigaciones y ensayos en muretes.

Resultados: Promedio de ladrillos macizos

$$f'_b = 138.3 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f'_m: \text{Rango} < 27.66 - 55.32 > \text{ kg/cm}^2.$$

$$E: \text{Rango} < 13830 - 27660 > \text{ kg/cm}^2.$$

⁴Tesis: Estructuras de concreto Armado de los edificios de la FIC-UNI. Bernardo Fernández Velásquez.

Tesis: El Ladrillo en la Construcción

Autor: Cesar de la Fuente G. y Fernando Ibarcena Bossio.

Lugar y Año: Lima 1964

Síntesis: El Autor investiga las unidades de albañilería utilizadas en la época. Toma muestra de 10 ladrilleras de la ciudad y realiza pruebas en laboratorio en unidades y muretes.

Resultados: Promedio de ladrillos macizos

f'_b : Rango $< 150 - 300 > \text{kg/cm}^2$.

F'_m : Rango $< 30 - 60 > \text{kg/cm}^2$.

E: Rango $< 15000 - 30000 > \text{kg/cm}^2$.

Tesis: Estudio de la Vulnerabilidad Estructural del Hospital Guillermo Almenara Irigoyen

Autor: Max Salas Ferro

Lugar y Año: Lima 1997

Síntesis: Se estudia la vulnerabilidad estructural del hospital en mención construido en 1939.

Resultados: Utiliza valores para de los muros de albañilería de:

$F'_m = 40 \text{ kg/cm}^2$.

$E = 20000 \text{ kg/cm}^2$.

Después de la revisión y estudio realizado se tomaron los siguientes valores asumiendo además, la influencia del mortero en la rigidez de los muros.

Cuadro 4.4: Propiedades de la Albañilería usados en los cálculos.

$$F'_m = 500 \text{ t/m}^2.$$

$$E = 500 f'_m = 250000 \text{ t/m}^2.$$

$$\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3.$$

CAPITULO 5

PROPIEDADES DINÁMICAS DE LA ESTRUCTURA

5.1. INTRODUCCIÓN

Se realizaron ensayos de Microtrepidaciones con la finalidad de determinar experimentalmente las propiedades dinámicas de la estructura, que servirán como base para calibrar los modelos analíticos necesarios para la evaluación estructural.

En este capítulo se describe los fundamentos teóricos que sustentan los ensayos de microtremor, el equipo utilizado, la metodología para la medición y procesamiento de los registros obtenidos y su respectiva interpretación.

5.2. DEFINICIONES IMPORTANTES

Las estructuras de los edificios en general están sujetas a la acción de vibraciones por causas múltiples. Existen vibraciones generadas por fenómenos inducidos (generados por maquinarias, explosiones, etc.) y vibraciones generadas por fenómenos naturales (terremotos, deslizamientos, explosiones volcánicas, etc.)

En general se define que una Vibración describe una oscilación periódica de un sistema (en este caso la estructura de un edificio). Como fenómeno vibratorio posee una frecuencia de ocurrencia y una amplitud o tamaño de la misma.

Frecuencia es el número de ciclos de ocurrencia de la vibración en un período específico de tiempo (normalmente en ciclos por segundo, lo que se denomina hertz=Hz).

Se define como **Período** al lapso de tiempo en el que ocurre un ciclo de vibración y se define como la inversa de la frecuencia.

La **Amplitud** de una vibración, es el máximo valor que alcanza una vibración durante su ocurrencia y depende del parámetro de medición. Así existen amplitudes de aceleración, velocidad y desplazamiento. En general las mediciones se realizan sobre el parámetro aceleración, es decir se medirá la amplitud de la aceleración expresada en cm/seg^2 o también denominado gal.

5.2.1. MICROTREPIDACIONES

Las mediciones nos permiten determinar las frecuencias naturales de vibración del edificio, el suelo y su entorno dentro del área en estudio.

Se define microtrepidaciones como vibración natural del terreno o la estructura, con periodos comprendidos en un rango de 0.1 a 2 s. Esta vibración se origina por causas naturales o artificiales tales como viento, ruidos, impactos, tráfico, maquinaria, etc. Para la medición de esta vibración se emplean sensores suficientemente sensibles tal que registren la vibración en las dos direcciones

horizontales y en la dirección vertical. Estas señales en voltaje (análogas) son convertidas mediante una tarjeta de adquisición de señales análogo-digitales y enviadas al computador donde son almacenadas para su posterior procesamiento.

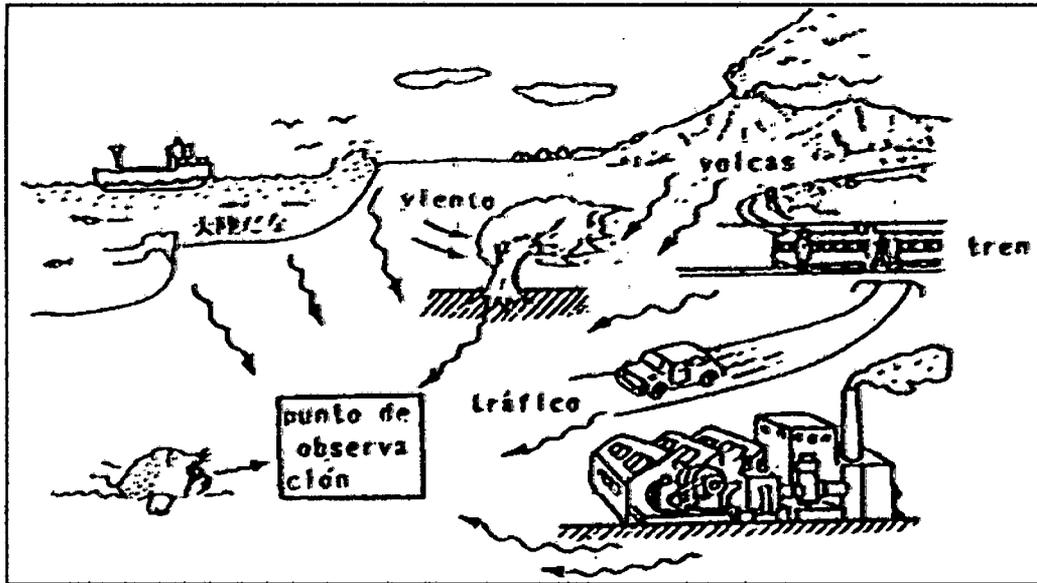


Fig. 5.1: Origen de Microtremor

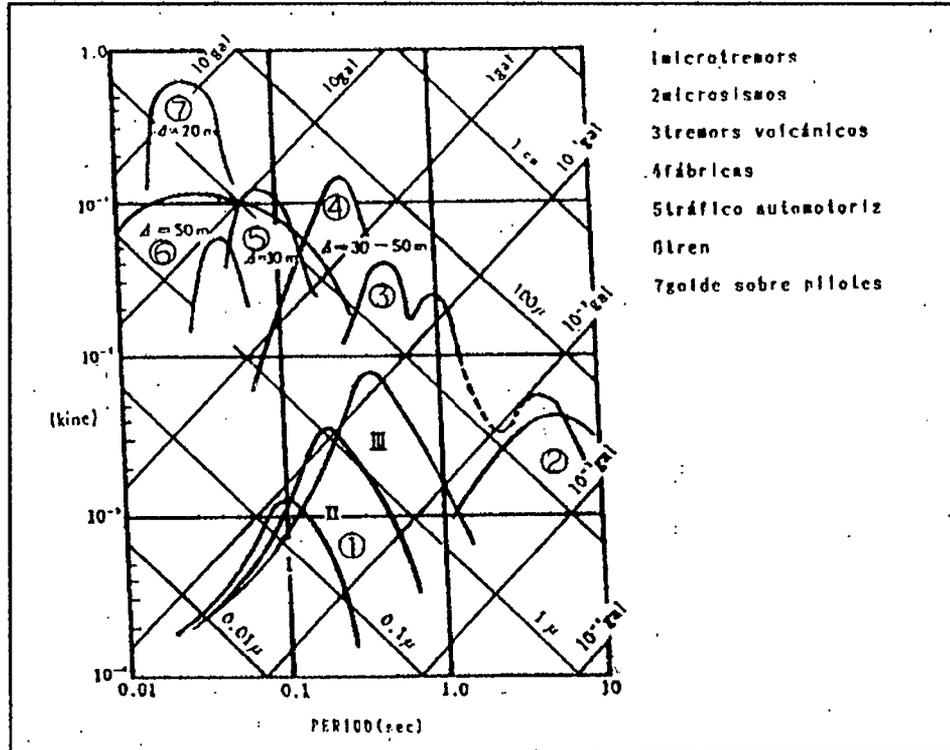


Fig. 5.2: Los períodos y Niveles de varios Tipos de Vibraciones.
(CISMID 1988).

Para el procesamiento se hace uso de la transformada de Fourier, herramienta que nos proporciona la relación existente entre el dominio del tiempo y la frecuencia de la señal. Mediante el algoritmo de Cooley & Turkey, 1965 (CISMID, 1988), es posible aplicar la transformada rápida de Fourier (FFT): En general las señales medidas son ondas de carácter aleatorio que contienen diversas frecuencias de vibración.

5.3. EQUIPO E INSTRUMENTACIÓN

Para este ensayo serán utilizados los siguientes equipos:

- Un equipo de Microtremor Tokyo Sokushin (SPC35-E)
- Un Computador personal IBM Thinkpad PIII
- Tres sensores pseudo – Velocidad de 10 kines Tokyo Sokushin
- Caja conectora National Instruments AD/DA
- Software de adquisición de datos y FFT (SPC35 – E)

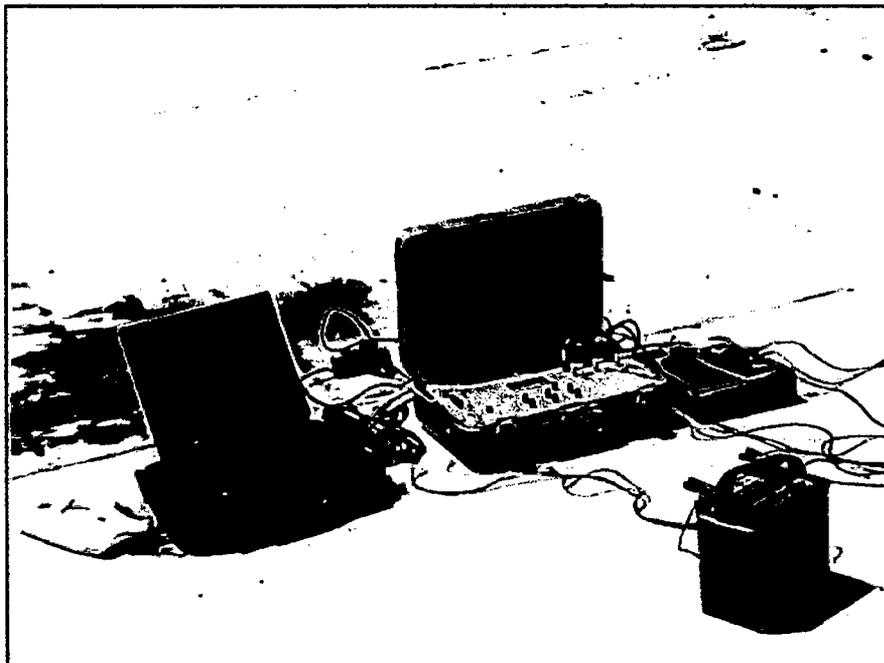


Fig. 5.3: Equipo utilizado.

Estos equipos pertenecen al laboratorio de Estructuras del CISMID-UNI.

5.4. MÉTODO DE MEDICIÓN

Con transductores en las tres direcciones (X,Y,Z) previamente orientadas y conectadas al procesador de datos se toma mediciones de la velocidad, aceleración y desplazamiento para cada una de las direcciones en estudio por cada punto.

Para este ensayo se ha considerado un punto de medición localizado en el centro de la losa del último nivel de cada edificio asegurándose que en el no haya personas, ni se realice movimiento alguno. Esto, para no causar perturbación en las señales.

Se inicia el ensayo de las mediciones dejando estabilizar electrónicamente la señal por espacio de un minuto aproximadamente. Seguidamente se inicia la medición considerando una velocidad de muestreo de 1 punto / 0.01 s para los pabellones 1, 2 y 3 en la adquisición de datos y 1 punto / 0.02 s para los pabellones 4 y 5. Los datos se adquirirán considerando un filtro pasa alto (HPF) de 0.1 HZ para un tiempo total de muestreo de 20.0 seg., para el edificio 4 y 40.00 seg., para el resto de edificios.

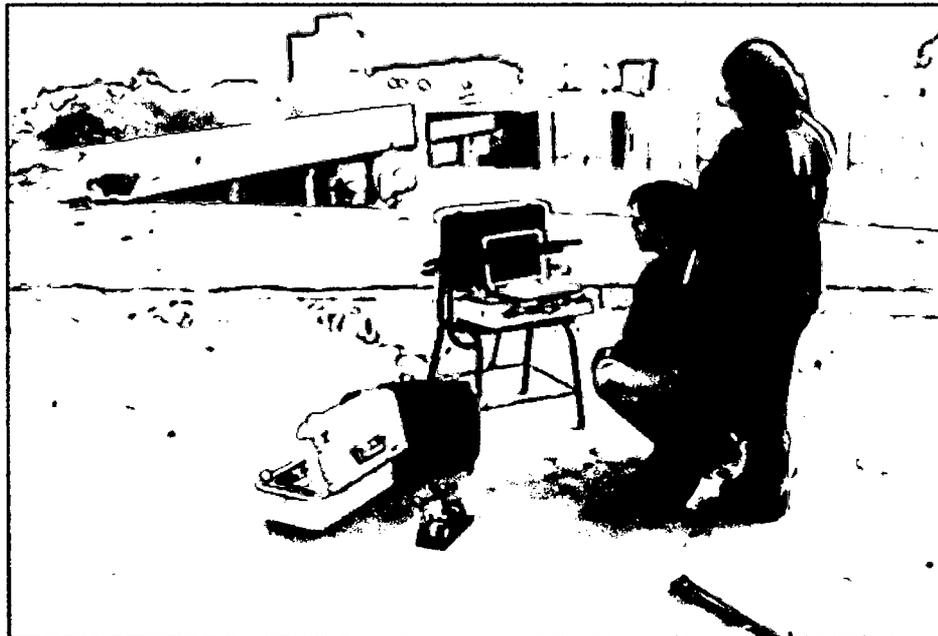


Fig. 5.4: toma de datos en campo

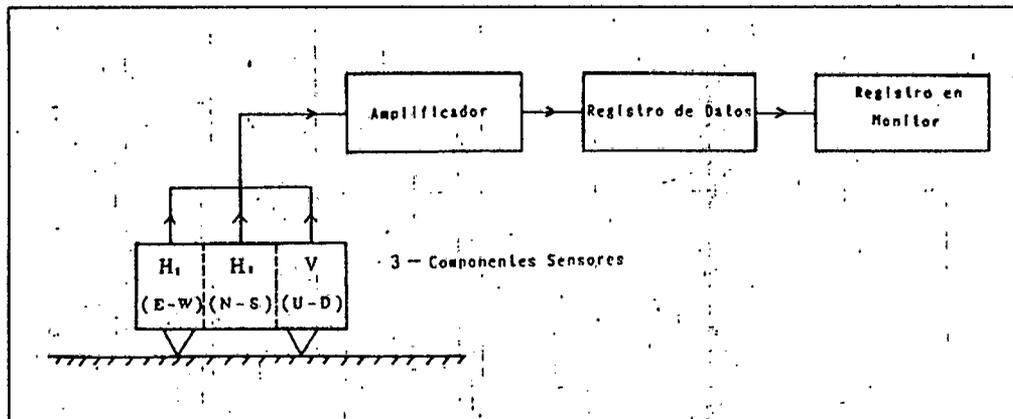


Fig. 5.5: diagrama de flujo de la medición

5.5. ANÁLISIS DE VIBRACIONES.

Efectuadas las mediciones, los registros serán analizados y se obtendrán los espectros de respuesta para los desplazamientos, velocidades y aceleraciones. Los gráficos de la transformada de Fourier para cada una de las mediciones nos arrojarán cuadros de frecuencias predominantes.

Las señales de vibración registradas se analizan como sigue, después de convertir las señales a datos digitales por medio de un computador digital.

La amplitud mayor y la amplitud promedio de vibración se obtienen de los registros reproducidos. La unidad de estas amplitudes es un micrón (1/1000 mm) o miligal (1/1000 gal).

Las vibraciones consisten ondas de movimiento con varios períodos. Entre estos el período que aparece más frecuentemente se denomina período predominante de vibración; este período se obtiene del espectro de Fourier de la vibración.

5.5.1 ANÁLISIS DE FOURIER

Se presenta a manera de ejemplo la representación de una onda aleatoria en donde se distinguen varios tipos de periodos a medida que transcurre el tiempo. Así entre el segundo 0 y 0.6 existe un tipo de onda, entre 1 y 2 otro y entre 2 y 3 se presenta otra onda de periodo diferente, mostrándose que una onda posee el contenido de diversas frecuencias. Considerando la onda aleatoria, el algoritmo

de la transformada de Fourier toma los valores de la onda que existen en un espacio de numerosa reales, y transforma los mismos en una secuencia de valores de números complejos asociados con los valores de frecuencia.

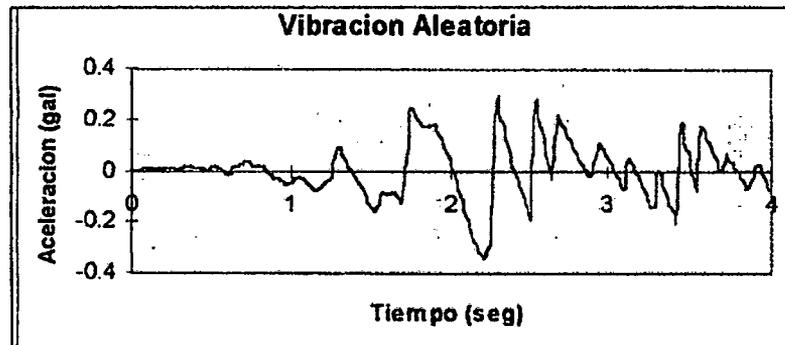


Fig. 5.6: Vibración aleatoria

El espectro de Fourier representa los valores de las frecuencias que contiene la onda versus el valor de número de veces que se presentó la frecuencia en la onda en estudio. Es decir nos muestra que frecuencia se repitió más veces en la onda medida, indicando las frecuencias predominantes durante la medición.

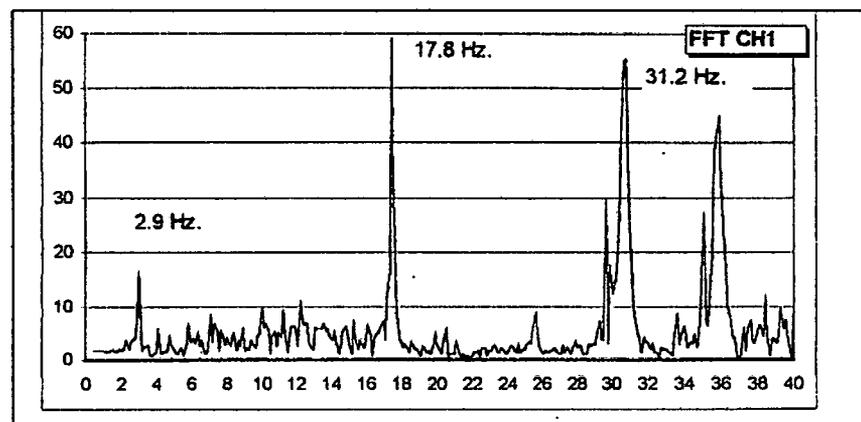


Fig. 5.7: Espectro de Fourier de onda aleatoria

Los resultados de las medidas se presentarán en forma de espectro de Fourier como el mostrado en la anterior; en el eje X se presenta los valores de las diversas frecuencias que contienen las ondas, expresadas en HZ (ciclos / seg) y en el eje Y se presenta el numero de veces en que aparece la frecuencia. Así por ejemplo para el gráfico se puede leer que existen hasta 4 frecuencias importantes: una de 2.9 HZ que aparece 18 veces, otra de 17.8 Hz que aparece

57 veces y otra de 31.2 Hz que aparece 55 veces y otras. Las últimas dos frecuencias son atribuibles a maquinarias y la primera al sistema estructural o edificio.

Se utilizó el programa de cómputo DEGTRA para realizar el cálculo de la transformada de Fourier y así obtener los espectros de respuesta para los desplazamientos, velocidades y aceleraciones en los tres canales.

La experiencia de múltiples mediciones realizadas en CISMID indica que es el espectro de velocidades el que nos muestra en forma más precisa la frecuencia predominante atribuida a la estructura.

5.6 RESULTADOS

Efectuadas las mediciones para las tres direcciones de cada punto, y obtenida la frecuencia predominante atribuida como frecuencia del edificio en el espectro de velocidades, se hizo el cálculo del período natural de la estructura que es la inversa de la frecuencia. En el anexo 4 se presentan los datos obtenidos y las transformadas de Fourier para cada espectro.

La tabla siguiente resume los resultados.

Cuadro 5.1: Resultados del ensayo de microtrepidaciones.

PUNTO	CH1-EJE LONGITUDINAL		CH2-EJE TRANSVERSAL	
	Frecuencia (Hz.)	Período (seg.)	Frecuencia (Hz.)	Período (seg.)
G1	5.17	0.193	6.22	0.161
G2	5.13	0.195	6.17	0.162
G3	5.20	0.192	6.81	0.147
G4	5.03	0.198	4.05	0.247
G5	5.12	0.195	5.59	0.178

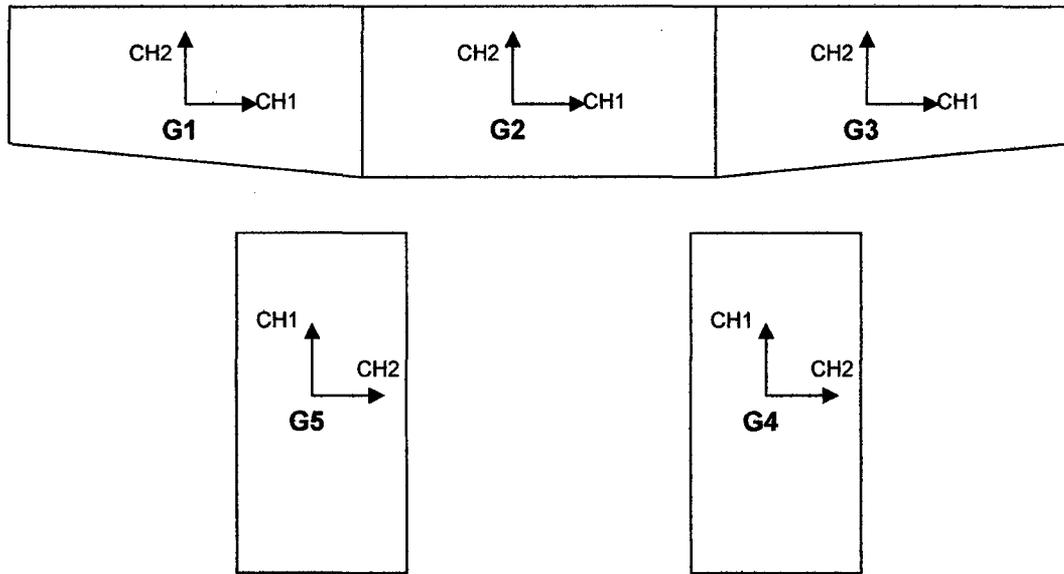


Fig. 5.8: Esquema de puntos tomados en campo.

CAPITULO 6

EVALUACION ESTRUCTURAL

6.1 INTRODUCCIÓN

El propósito de este capítulo es identificar posibles deficiencias en las dimensiones o refuerzos de los elementos vigas, columnas y muros de albañilería comparando su capacidad versus la demanda propuesta en la Norma E030.

Para ello se construyeron modelos matemáticos tridimensionales de las estructuras y se llevó a cabo un análisis dinámico lineal. Este análisis hace uso de procedimientos de combinación espectral para estimar teóricamente las propiedades dinámicas de la estructura, con particular énfasis en las frecuencias de vibración y las formas modales de vibración, los resultados así obtenidos nos permite verificar la relación capacidad-demanda de los diferentes elementos estructurales y sirve como base para la calificación de la vulnerabilidad estructural.

6.2 PROGRAMAS DE CÓMPUTO

Para el análisis del edificio se empleó el programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building System), Non Linear versión 9.0.7. Este es un programa para análisis estructural y diseño de edificaciones que permite el cálculo en forma tridimensional (CSI, 2010). Además se hizo uso del programa PCACOL versión 2.30 de Portland Cement Association II-USA, para el chequeo por flexocompresión de las columnas.

6.3 MODELOS MATEMÁTICOS

Los cinco edificios en cuestión fueron analizados con modelos tridimensionales, suponiendo losas infinitamente rígidas frente a acciones en su plano. Los elementos viga y columna han sido modelados con elementos tipo “barra”, mientras los muros de albañilería y de concreto armado han sido modelados con elementos tipo “cáscara” adosados a vigas y columnas y las losas como elementos tipo “losa”. Estos últimos no intervienen en la rigidez, siendo solo utilizados para facilitar los metrados de las cargas verticales. Además se consideró zonas rígidas en la unión viga-columna. Los apoyos han sido considerados como empotramiento perfecto dado que en el estudio de suelos se ha catalogado al suelo de cimentación como elemento compacto a muy compacto con valores de capacidad portante y densidad de terreno muy altos (ver capítulo 3).

Se ha comprobado en diversos estudios (CISMID, 2001), que el comportamiento dinámico en el rango elástico se ve influenciado por la presencia de tabiquería de albañilería, por lo que se consideró la contribución de estos elementos en la rigidez lateral de las estructuras más aun cuando la mayoría de estos son de 25cm de espesor y no se encuentran separados adecuadamente de los pórticos.

Se debe tener en cuenta, que cuando se modela una estructura siempre existen aspectos estructurales con incertidumbres en su comportamiento real ante movimientos sísmicos. Entre ellos destacan los efectos de interacción suelo - estructura, los efectos de torsión, la flexibilidad del diafragma de piso, la efectividad de las juntas constructivas, la interacción con estructuras vecinas, la influencia de los elementos no estructurales y las propiedades mecánicas de los

materiales. Por ello se tomaron los valores de períodos obtenidos del ensayo de microtrepidaciones como referencia para compararlos con los calculados a partir del análisis dinámico lineal de esta forma se puede calibrar los modelos matemáticos.

6.4 CARGAS VERTICALES

Las cargas verticales muertas y vivas se evaluaron conforme a la norma NTE E-020. Los pesos de vigas, columnas, placas y losas se estimaron a partir de los datos encontrados en campo, considerando el peso específico del concreto armado de $2.4t/m^3$ y para la tabiquería de $1.9t/m^3$. El peso del ladrillo del aligerado se estimó en $0.09t/m^2$.

Se incluyó igualmente el peso de acabados de piso y techo en $0.1t/m^2$. A la sobrecarga de diseño se le asignó el valor de $0.25t/m^2$ en las oficinas, salas de cómputo y aulas, $0.3t/m^2$ para salas de lectura, $0.4t/m^2$ para los corredores, $0.5t/m^2$ para salas de archivo, $0.75t/m^2$ para zonas de almacenaje y biblioteca y $0.1t/m^2$ como carga viva de techo.

El programa de cómputo empleado permite la consideración de varios sistemas de cargas verticales independientes. Para los 5 edificios utilizamos 5 sistemas de cargas: las cargas permanentes se asignaron al sistema denominado D, mientras que las cargas vivas se asignaron a los tres sistemas restantes L1, L2, L3 y L4 correspondientes a "dameros" de sobrecarga complementarios. L1 y L2 son aplicados en los pisos inferiores mientras que L3 y L4 son aplicados al techo complementando respectivamente a L1 y L2. Todo ello para producir los máximos efectos en los elementos estructurales. Todas estas cargas se aplicaron directamente a la losa modelada como elemento "losa".

6.5 ACCIONES SÍSMICAS

Las consideraciones mínimas según la Norma de Diseño Sismorresistente NTE E 030-2003 para los edificios de la FIC-UNI son:

Cuadro 6.1: Parámetros para el cálculo de la acción sísmica

Zonificación sísmica (zona 3)	Z = 0.4
Factor de uso e importancia (categoría A)	U = 1.5
Factor de suelo (S1) y período para definir espectro (Tp)	S ₁ : S = 1.0 Tp = 0.4
Factor de Ductilidad: (multiplicado por ¾ si es estructura irregular)	Eje X Eje Y
Desplazamientos permisibles	Concreto armado: 0.007 Albañilería: 0.005
Aceleración de la gravedad	g = 9.8 m/s ²

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizó un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

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

6.6 COMBINACIONES DE CARGA

La verificación de la capacidad de los elementos estructurales se basó en un procedimiento de cargas factoradas conforme a la Norma Técnica de Edificaciones E-060 y teniendo en cuenta los sistemas de carga verticales y de sismo se construyeron las siguientes combinaciones:

- Combo1 = 1.4 D
- Combo2 = 1.4 D + 1.7(L1+L3)
- Combo3 = 1.4 D + 1.7(L2+L4)
- Combo4 = 1.4 D + 1.7(L1+L2+L3+L4)
- Combo5 = 1.25(D+L1+L2+L3+L4)+Sx
- Combo6 = 1.25(D+L1+L2+L3+L4)+Sy
- Combo7 = 0.9 D + Sx
- Combo8 = 0.9 D + Sy

En estas expresiones D se refiere a las cargas muertas, L a las cargas vivas en y S a los efectos de sismo con el signo que resulta más desfavorable.

6.6 ESTIMACION DE MASAS

Las masas consideradas en este análisis responden a lo especificado en la Norma de diseño Sismo Resistente E-030. Se incluyeron las masas de las losas, vigas, columnas, tabiquería, acabados de piso y techo más 50% de la sobrecarga para el piso típico Y 25% de la sobrecarga para la azotea. La ubicación del centro de masas y los momentos polares de inercia se determinaron suponiendo que la masa tiene una distribución aproximadamente uniforme en cada nivel.

6.7 ESTIMACION DE RIGIDECES

Los resultados que se presentan fueron calculados suponiendo las áreas e inercias correspondientes a las secciones brutas de los distintos elementos, esto es suponiendo que la pérdida de rigidez debida a la fisuración del concreto es compensada por el refuerzo. Tales valores resultan en una estimación conservadora de las fuerzas, pero en una subestimación de los desplazamientos para los niveles de esfuerzos que corresponden al sismo de la Norma. Además, como ya se mencionó líneas arriba, se consideró la rigidez de los muros de albañilería en todos los modelos.

6.8 EVALUACION DEL EDIFICIO G1

Modelo

La figura siguiente muestra el modelo empleado para el análisis construido en base a los datos mencionados en los capítulos anteriores.

Se ha considerado como un edificio de albañilería confinada en ambos sentidos. En el modelo, Se han incluido todos los muros como elementos "Shell" excepto los parapetos del eje C en los tres niveles que son de concreto armado y no se encuentran adosados a las columnas. Estos últimos tienen una sección trapezoidal de 0.10m y 0.20m de base y 1m de altura y han sido considerados en el modelo como carga muerta repartida de 0.24t-m sobre vigas.

La altura de entrepiso del primer nivel es de 3.30m y 3.20m en el resto de pisos.

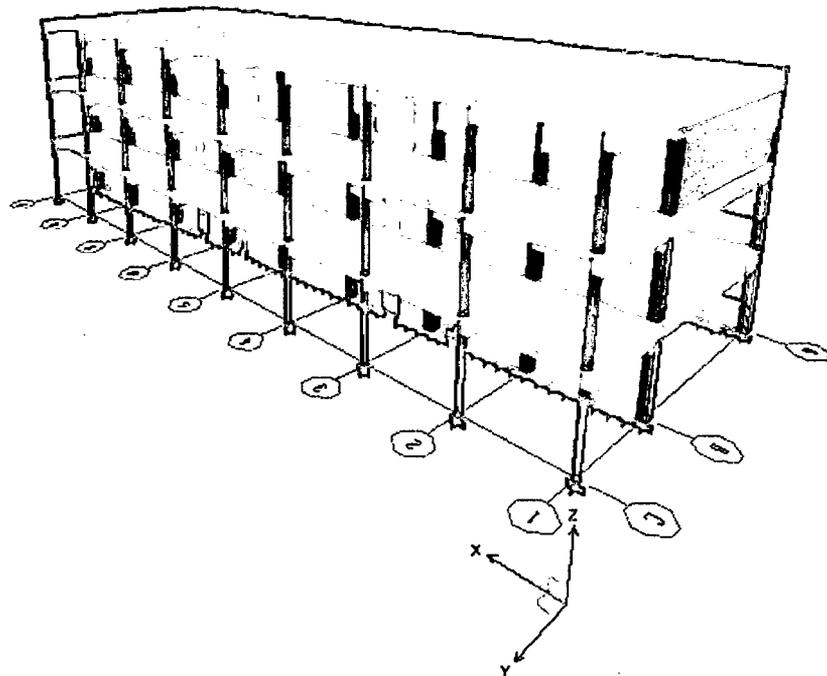


Fig. 6.1: Modelo matemático para el análisis del Edificio G1

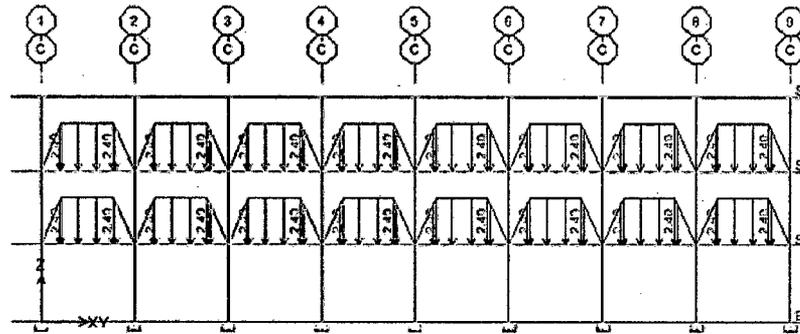


Fig. 6.2: Carga repartida en el eje C que representa al parapeto existente.

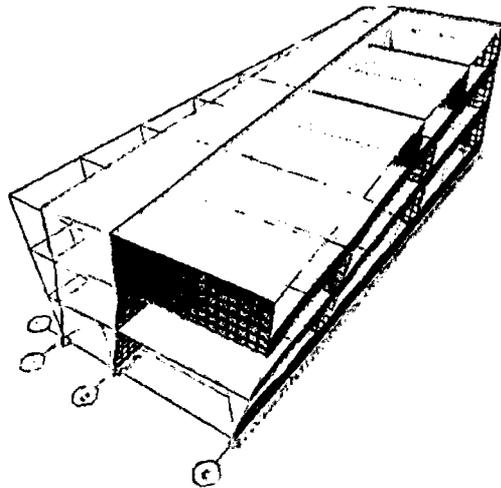
Modos de vibración

Aquí se muestran los períodos naturales, así como las masas efectivas asociadas a los diferentes modos en cada dirección. Estos resultados se comparan con los obtenidos en los ensayos de microtrepidaciones.

Cuadro 6.2: Período de vibración de la estructura. Edificio G1.

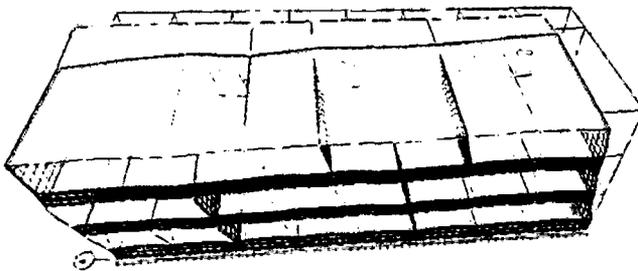
Modo	Período	Masa colaborante (% del total)			Microtremor
		UX (%)	UY (%)	RZ (%)	
1	0.22	14.43	38.98	36.55	0.19
2	0.18	68.47	19.29	0.70	0.16
3	0.14	5.50	29.62	51.88	
4	0.08	3.42	3.64	1.71	
5	0.07	5.63	3.37	0.12	
6	0.06	0.15	0.11	3.26	
7	0.05	0.48	4.02	5.00	
8	0.05	1.88	0.48	0.00	
9	0.03	0.03	0.48	0.77	
total		100.00	100.00		

Como se observa en el cuadro los períodos obtenidos con el modelo matemático tienen un valor cercano al obtenido con los ensayos de microtrepidaciones. Por tanto, el modelo matemático se considera representativo.



Modo 1, traslación en Y
T = 0.22 seg.

Fig. 6.3: Modo de vibración en el eje Y – Edificio G1



Modo 2, traslación en X
T = 0.18 seg.

Fig. 6.4: Modo de vibración en el eje X – Edificio G1

Estimación de Masas y Rigideces

En la tabla siguiente se indican las masas en cada nivel, la posición del centro de masas y del centro de rigidez (basándose en la distribución de fuerzas en altura resultante del análisis modal).

Cuadro 6.3: Centro de masa y rigideces edificio G1

Piso	Masa	Centro de masa		Centro de rigidez		R	
		X	Y	X	Y	X (%)	Y (%)
1	39.64	16.40	5.75	20.40	7.52	12.50	5.53
2	38.81	16.45	5.67	20.68	7.67	13.22	6.25
3	25.89	16.06	5.72	20.09	8.03	12.59	7.22
Masa total	104.34	t-seg ² /m.					
Peso total	1022.53	t.					

El valor de "R" mostrado en el cuadro, corresponde a la razón entre distancia entre el centro de masas y el centro de rigidez con respecto a la longitud del edificio en cada dirección. Si este porcentaje es mayor de 20% se considera que la estructura tendrá problemas de torsión. En este caso, no los tendrá.

Cálculo del Espectro de Pseudo-Aceleraciones.

El espectro es calculado según los parámetros sísmicos estipulados en la Norma E030.

Dado que se encontró muros de albañilería en todos los niveles que no se encuentran separados de las columnas por ningún tipo de junta se ha considerado al sistema sismorresistente como Albañilería confinada.

Z	U	S	g	R
0.4	1.5	1	9.8	2.25

Albañilería confinada
Edificio Irregular

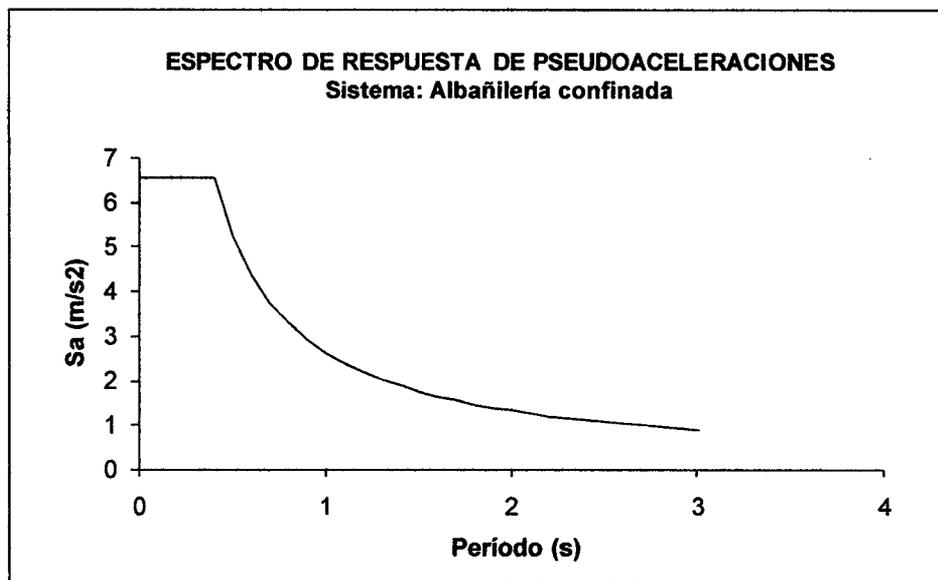


Fig. 6.5: Espectro de respuesta para ambas direcciones X e Y. Edificio G1

Fuerzas Globales

Empleando las expresiones de la norma E030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes en ambas direcciones, y comparándolas en porcentaje con los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral se tiene:

Cuadro 6.4: Fuerzas Globales en el edificio G1.

EJE	V(t)	V(t)	Porcentaje
	Dinámico	Estático	
X	508.7	681.69	74.62
Y	396.29	681.69	58.13

Podemos observar cortantes en la base en las direcciones X e Y menores que el 90% del cortante obtenido con las fórmulas de análisis estático.

Desplazamientos y distorsiones máximas estimadas

Se tomó nota de las distorsiones y los desplazamientos máximos en cada nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75 R, conforme se especifica en la norma vigente.

Cuadro 6.5: Desplazamientos y distorsiones en el eje X. Edificio G1.

SISMO DIRECCIÓN X				
NIVEL	desplazamientos (m)	distorsiones	desplazamientos (m) x 0.75R	distorsiones x 0.75R
3	0.0072	0.00081	0.0122	0.0014
2	0.0053	0.00097	0.0089	0.0016
1	0.0028	0.00084	0.0047	0.0014

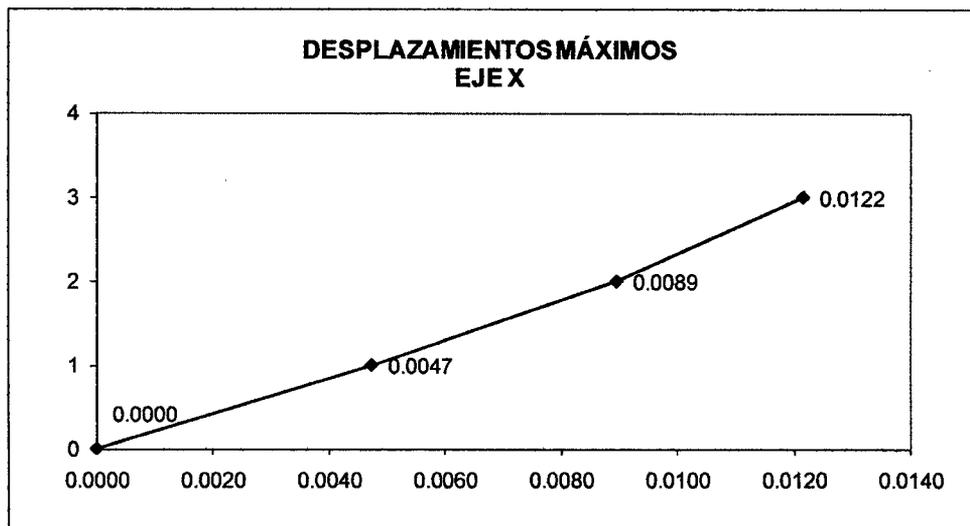
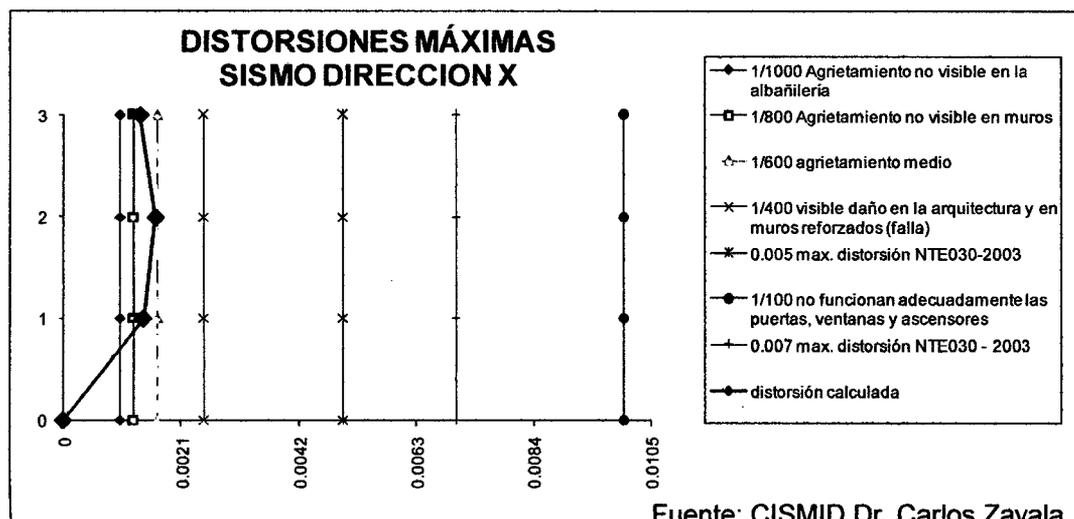


Fig. 6.6: Desplazamientos máximos en X. Edificio G1



Fuente: CISMID Dr. Carlos Zavala.

Fig. 6.7: Distorsiones máximas en X. Edificio G1

Cuadro 6.6: Desplazamientos y distorsiones en el eje Y. Edificio G1.

SISMO DIRECCIÓN Y				
NIVEL	desplazamientos (m)	distorsiones	desplazamientos (m) x 0.75R	distorsiones x 0.75R
3	0.0139	0.0015	0.0235	0.0025
2	0.0105	0.0019	0.0177	0.0032
1	0.0054	0.0016	0.0091	0.0027

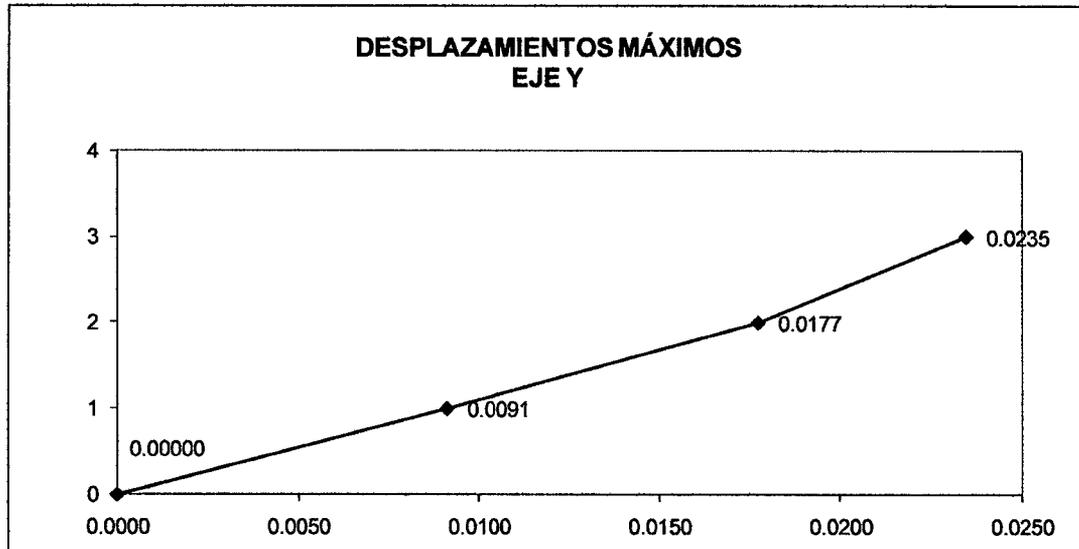


Fig. 6.8: Desplazamientos máximos en Y. Edificio G1.

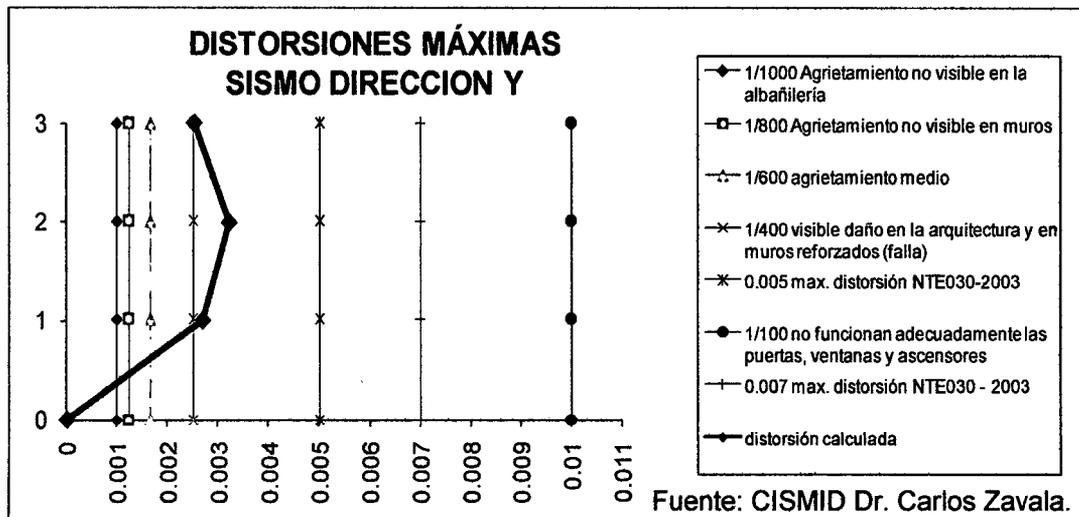


Fig. 6.9: Distorsiones máximas en Y. Edificio G1.

En ambas dirección longitudinal no se excede el límite de 0.5% permitido para estructuras de albañilería.

Verificación de la resistencia de vigas

La revisión de las dimensiones y del refuerzo de las vigas se hizo de acuerdo a las disposiciones de la Norma técnica de Concreto armado E.060 en los artículos: #9 (Requisitos Generales para el Análisis y Diseño), #10 (Requisitos Generales de Resistencia y Servicio) y #11 (Flexión).

Los datos del refuerzo fueron obtenidos de la auscultación. Se tomó 2.5 cm de recubrimiento en todas las vigas del tercer nivel y 4cm en las demás vigas. Se

supuso una cuantía mínima igual a $0.75 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$ según la Norma Peruana

E-060 y una cuantía máxima de 75% de la cuantía balanceada.

En esta sección se verifican los momentos al centro de la luz libre de las vigas principales del edificio.

Cuadro 6.7: Verificación del refuerzo en vigas. Edificio G1.

PISO	b (cm)	h (cm)	L (cm)	d (cm)	f _c (kg/cm ²)	f _y (kg/cm ²)	# fierros tensión	φ(cm)	ρ	ρ _b	tipo de falla
1	30	70	800	65,95	175	2800	4	1,90	0,0057	0,0307	falla dúctil
2	30	70	800	65,95	175	2800	4	1,90	0,0057	0,0307	falla dúctil
3	30	70	800	65,80	210	4200	6	1,60	0,0061	0,0368	falla dúctil

PISO	cuantía máxima 0.5ρ _b	cuantía mínima	control de deflexiones h>=L/16	relación b/h>= 0.3	capacidad φMu (t-m ²)	Demanda M3-3 (t-m ²)	ratio (demanda/capacidad)
1	conforme	conforme	conforme	conforme	17,66	16,39	0,93
2	conforme	conforme	conforme	conforme	17,66	17,53	0,99
3	conforme	conforme	conforme	conforme	27,93	17,68	0,63

Los resultados muestran que las vigas cuentan con suficiente refuerzo positivo para soportar la demanda propuesta.

Verificación de la resistencia de columnas

La revisión de las dimensiones y del refuerzo de las columnas se hizo de acuerdo a las disposiciones de los artículos: #9 (Requisitos Generales para el Análisis y Diseño), #10 (Requisitos Generales de Resistencia y Servicio) y #12 (Flexocompresión) de la norma E-060. Se consideró una cuantía mínima de 1%, y máxima de 6% de acuerdo a la norma vigente E-060 (sección 12.4.2).

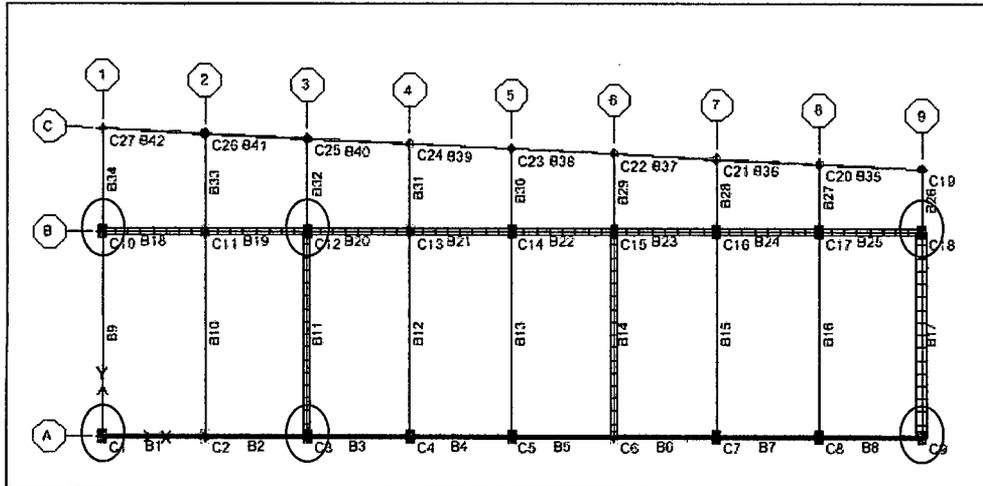
El programa utilizado ETABS, utiliza un parámetro denominado "relación de capacidad". Este parámetro es un factor que proporciona una idea de la condición de esfuerzo de la columna con respecto a su capacidad. Se determina de la siguiente forma:

$$r = \frac{L_1}{L_2}$$

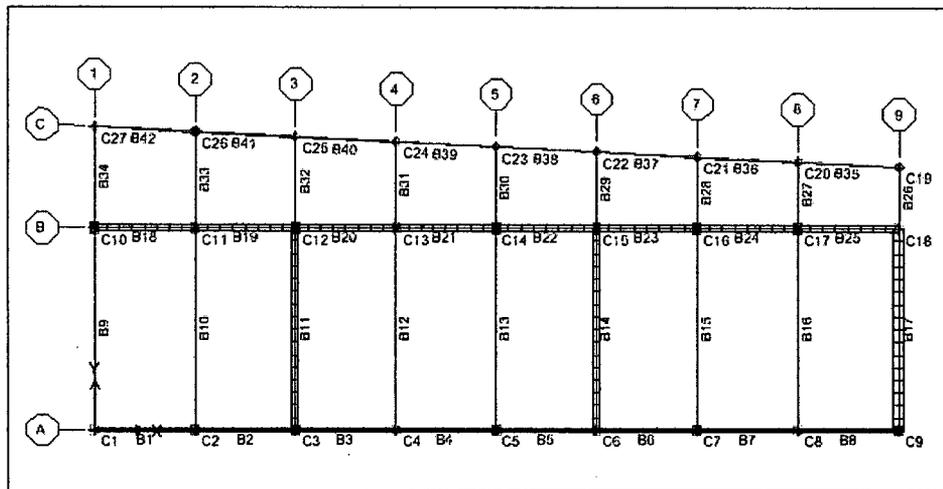
En donde L_1 es la longitud de la línea trazada desde el origen del diagrama de interacción de la columna hasta el punto que representa la coordenada P, M2, M3 obtenida de la combinación de cargas de diseño respectiva y L_2 es la longitud de la misma línea pero solo hasta la superficie de interacción. Cuando r es mayor que 1, indica que la combinación de carga está por encima de la superficie de interacción. Diferentes valores de "r" nos dan una idea de cuan esforzada está la columna.

A continuación se procede a verificar cada columna para cada una de las 8 combinaciones de carga.

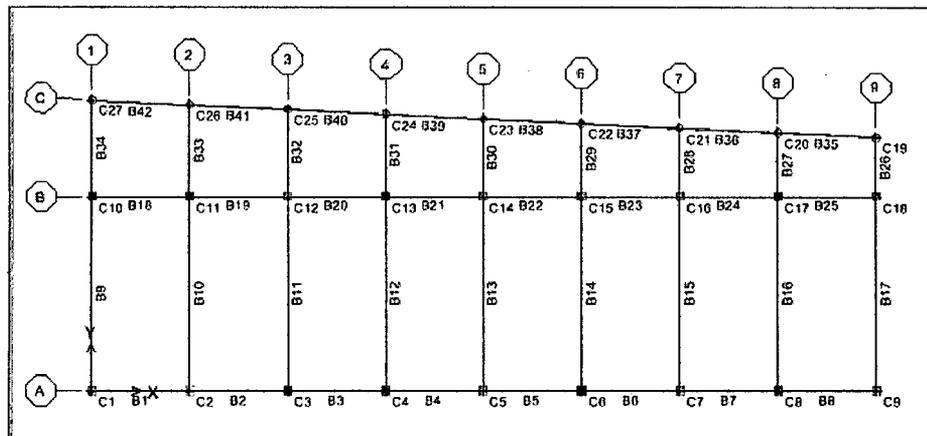
La gráfica siguiente presenta en rojo aquellas columnas en donde "r" (Relación de capacidad) es mayor a 1, en otras palabras, se presentan en rojo aquellas columnas cuya capacidad es menor que la demanda propuesta por la norma. El programa también realiza un chequeo por cortante, por lo que las columnas que no están marcadas de rojo también se consideran que pasan por cortante.



(a) Columnas del edificio G1, primer nivel.



(b) Columnas del edificio G1, segundo nivel.



(c) Columnas del edificio G1, tercer nivel.

Relación capacidad/demanda:



Fig. 6.10: Verificación de refuerzo por flexocompresión y corte en columnas.

Edificio G1

Se observó que solo las columnas C1, C3, C9, C10, C12 y C18 del primer nivel presentan deficiencia en el refuerzo. La siguiente tabla muestra la combinación para la que sucedería la falla. Estas columnas presentan falla frágil.

Cuadro 6.8: Verificación del refuerzo en columnas. Edificio G1.

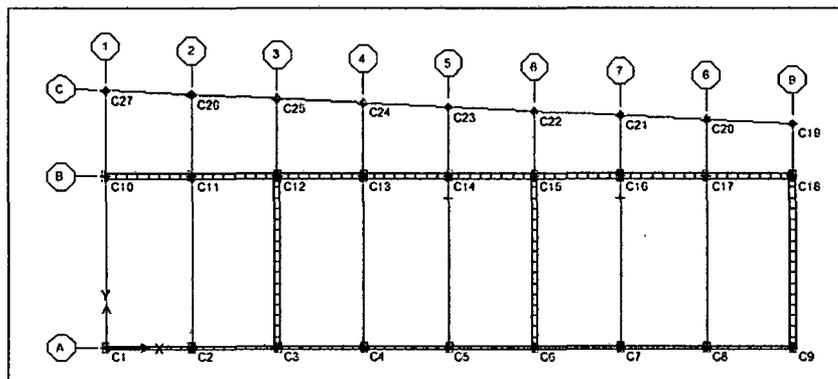
Piso	Columna	Sección tipo	Ubicación según ejes	Falla en	Fuerza Axial* P(t.)	M2-Mx t-m	M3-My t-m	Ratio "r" Demanda/ Capacidad
1	C1	CB	A-1	COMB8	-7.114	-14.708	-0.774	1,345
1	C3	CB	A-3	COMB8	-95.943	-15.219	2.326	2,937
1	C9	CB	A-9	COMB8	-81.96	-9.54	1.987	2,224
1	C10	CB	B-1	COMB8	-20.638	16.713	-2.997	1,768
1	C12	CC	B-2	COMB8	-56.336	15.446	-2.878	1,802
1	C18	CB	B-9	COMB8	-65.185	9.69	2.339	1,943

* (+) Fuerza de compresión

(-) Fuerza de tracción

Nota: Se consideró un recubrimiento de 4cm en todas las columnas.

Como se aprecia en la tabla, la combinación $8 = 0.9D + S_y$ es aquella que provoca la falla en las columnas del eje A y B en el primer piso. Se nota además que ninguna columna circular ubicada en el eje C estaría afectada. Para evitar que estas columnas fallen, se propuso rigidizar la estructura en la dirección X agregando placas de 0.25m de espesor en los ejes 3, 6 y 9; reemplazando así los muros de albañilería por estos elementos de concreto armado. Los resultados de los cálculos muestran que esta propuesta daría resultado. A continuación se muestra la verificación por flexocompresión y cortante de las columnas del primer nivel con la propuesta.



Ratio capacidad/demanda:



Fig. 6.11: Verificación de columnas del edificio G1, primer nivel.

Sistema Rigidizado.

Verificación de los esfuerzos en la albañilería

La revisión de los muros de albañilería se realizó de acuerdo a las disposiciones de la norma E-070.

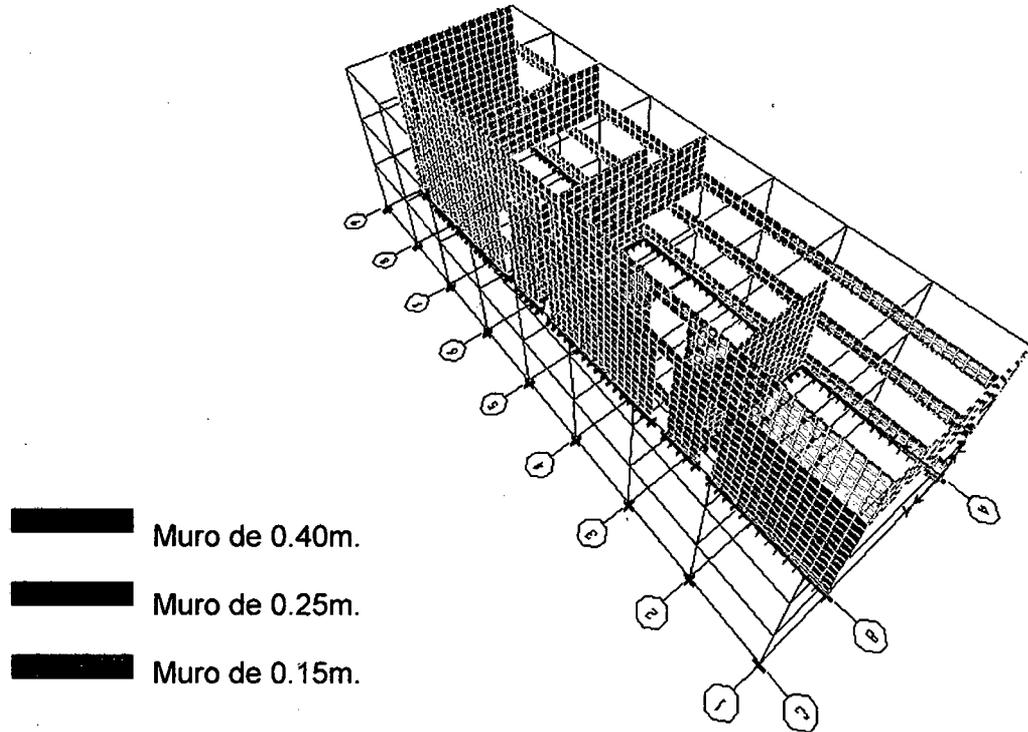


Fig. 6.12: Edificio G1, Vista de los muros incluidos en el modelo matemático.

Los muros de cada piso y cada eje fueron modelados como elemento "shell" en el programa ETABS.

Según el artículo 13.7 la resistencia por corte de la albañilería se calcula de la siguiente manera:

$$V''_m \leq \sqrt{f'_m} \quad V'_m = \sqrt{50} = 7.07 \text{ kg/cm}^2 = 70.7 \text{ t/m}^2$$

En el cuadro siguiente se muestran los resultados del análisis y la comparación con los esfuerzos admisibles tanto para sismos severos como para sismos moderados según especifica la norma.

Resultados para el sismo en X: Cuadro 6.9: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G1.

Nivel	Pier*	Load	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.)	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY3	B-3	SX	32,0	0,15	13,75	128,94	6,88	64,47	166,52	conforme	conforme
STORY3	A-3	SX	32,0	0,15	1,76	37,81	0,88	18,91	169,28	conforme	conforme
STORY3	1-3	SX	8,0	0,15	1,37	34,04	0,69	17,02	42,10	conforme	conforme
STORY3	5-3	SX	7,0	0,15	1,67	12,60	0,84	6,30	36,73	conforme	conforme
STORY3	7-3	SX	7,0	0,15	2,13	14,32	1,07	7,16	36,63	conforme	conforme
STORY3	9-3	SX	8,0	0,40	5,67	28,36	2,84	14,18	111,82	conforme	conforme
STORY2	B-2	SX	32,0	0,25	23,22	257,13	11,61	128,57	277,46	conforme	conforme
STORY2	A-2	SX	32,0	0,15	5,68	63,18	2,84	31,59	168,37	conforme	conforme
STORY2	3-2	SX	8,0	0,25	6,80	83,89	3,40	41,95	69,14	no conforme	no conforme
STORY2	6-2	SX	8,0	0,25	5,08	45,38	2,54	22,69	69,53	conforme	conforme
STORY2	9-2	SX	8,0	0,40	13,20	62,02	6,60	31,01	110,08	conforme	conforme
STORY1	B-1	SX	32,0	0,25	71,26	274,69	35,63	137,35	266,41	conforme	no conforme
STORY1	A-1	SX	32,0	0,15	14,80	34,35	7,40	17,18	166,28	conforme	conforme
STORY1	3-1	SX	8,0	0,25	8,48	89,48	4,24	44,74	68,75	no conforme	no conforme
STORY1	6-1	SX	8,0	0,25	7,84	46,22	3,92	23,11	68,90	conforme	conforme
STORY1	9-1	SX	8,0	0,40	20,38	71,80	10,19	35,90	108,43	conforme	conforme

* Los Piers son denominados según los ejes y el piso al que pertenecen; es decir: Pier B-3, significa: todos los muros del eje B que se encuentran en el tercer piso.

En este caso se observa que los muros del eje 3 del primer y segundo piso no pasan el control de figuraciones de la norma E-070 para el sismo en X y además su resistencia al corte es aproximadamente 20% menor que la carga producida por el sismo severo en esta dirección.

Resultados para el sismo en Y: Cuadro 6.10: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje Y. Edificio G1.

Nivel	Pier	Load	Loc	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.)	control de fisuración Vmod.<=0.55 Vm	comparación Vsevero<=Vm
						P	V severo.	P	V moderado			
STORY3	B-3	SY	Bottom	32,0	0,15	20,32	90,24	10,16	45,12	165,01	conforme	conforme
STORY3	A-3	SY	Bottom	32,0	0,15	3,04	39,58	1,52	19,79	168,98	conforme	conforme
STORY3	1-3	SY	Bottom	8,0	0,15	2,89	70,47	1,45	35,24	41,76	no conforme	no conforme
STORY3	5-3	SY	Bottom	7,0	0,15	3,55	27,02	1,78	13,51	36,30	conforme	conforme
STORY3	7-3	SY	Bottom	7,0	0,15	3,36	23,73	1,68	11,87	36,34	conforme	conforme
STORY3	9-3	SY	Bottom	8,0	0,40	10,63	56,79	5,32	28,40	110,68	conforme	conforme
STORY2	B-2	SY	Bottom	32,0	0,25	50,66	177,21	25,33	88,61	271,15	conforme	conforme
STORY2	A-2	SY	Bottom	32,0	0,15	10,69	69,99	5,35	35,00	167,22	conforme	conforme
STORY2	3-2	SY	Bottom	8,0	0,25	14,98	177,34	7,49	88,67	67,25	no conforme	no conforme
STORY2	6-2	SY	Bottom	9,0	0,25	7,15	82,83	3,58	41,42	77,89	conforme	no conforme
STORY2	9-2	SY	Bottom	8,0	0,40	19,17	134,46	9,59	67,23	108,71	no conforme	no conforme
STORY1	B-1	SY	Bottom	32,0	0,25	77,18	189,50	38,59	94,75	265,05	conforme	conforme
STORY1	A-1	SY	Bottom	32,0	0,15	28,33	37,33	14,17	18,67	163,16	conforme	conforme
STORY1	3-1	SY	Bottom	8,0	0,25	18,12	187,54	9,06	93,77	66,53	no conforme	no conforme
STORY1	6-1	SY	Bottom	9,0	0,25	8,89	87,46	4,45	43,73	77,49	no conforme	no conforme
STORY1	9-1	SY	Bottom	8,0	0,40	22,87	155,27	11,44	77,64	107,86	no conforme	no conforme

Se observa que los muros del piso 1 que son paralelos al eje global Y (ejes 3,6 y 9) no pasan el control de fisuraciones de la norma E-070 para el sismo en esa misma dirección. En el piso 2 se observa lo mismo para los ejes locales 3 y 9 y en el piso 3 para los muros del eje 1. En este último caso la fuerza cortante actuante es casi el doble de la resistencia la corte de los muros.

6.9 EVALUACION DEL EDIFICIO G2

Modelo

Se ha considerado como un edificio aporticado en ambos sentido. Al igual que el edificio G1, en el modelo, se han incluido todos los muros como elementos "Shell" excepto los parapetos del eje C en los tres niveles que son de concreto armado y no se encuentran adosados a las columnas por lo que han sido considerados como carga muerta repartida de 0.24t-m sobre vigas.

El primer nivel es de 3.55m de altura y 3.2m para el resto. Para los cálculos no se ha considerado el semisótano.

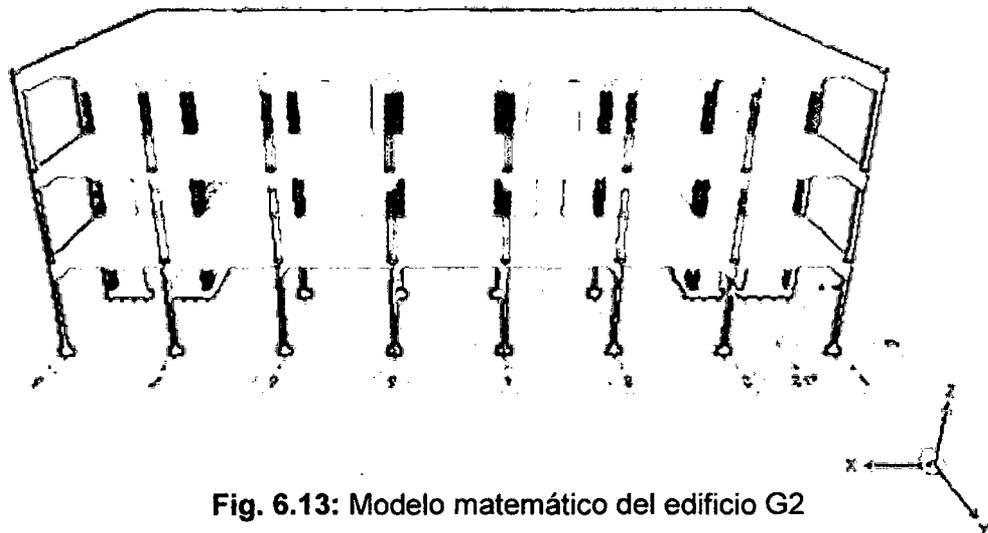


Fig. 6.13: Modelo matemático del edificio G2

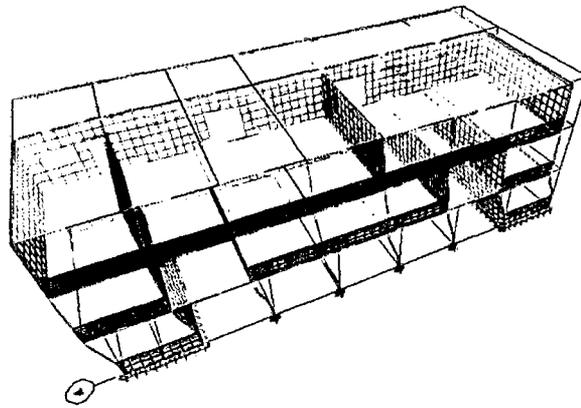
Modos de vibración

Aquí se muestran los períodos naturales, así como las masas efectivas asociadas a cada modo en cada dirección. Estos resultados se comparan con los obtenidos en los ensayos de microtrepidaciones para validar los modelos. La cercanía de los valores del microtremor con los valores calculados hace que se considere aceptable el modelo.

Cuadro 6.11: Período de vibración de la estructura. Segundo modelo del edificio G2.

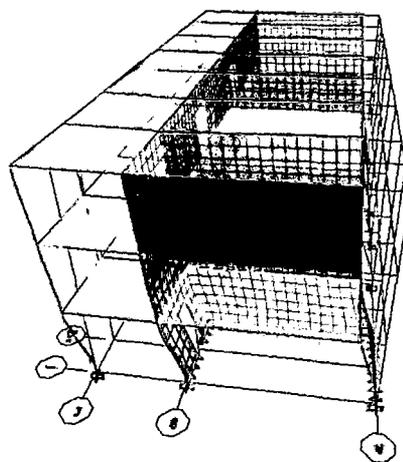
Modo	Período	Masa colaborante (% del total)			Microtremor
		UX (%)	UY (%)	RZ (%)	
1	0.29	95.900	0.011	0.756	0.195
2	0.21	0.003	95.550	0.496	0.162
3	0.20	0.960	0.465	93.452	
4	0.09	2.079	0.045	0.505	
5	0.07	0.036	2.886	0.196	
6	0.06	0.042	0.205	3.682	
7	0.05	0.318	0.043	0.010	
8	0.04	0.009	0.349	0.186	
9	0.04	0.006	0.081	0.195	
10	0.01	0.000	0.200	0.042	
11	0.01	0.000	0.038	0.213	
12	0.01	0.083	0.000	0.004	
13	0.01	0.000	0.000	0.000	
14	0.01	0.000	0.000	0.000	
15	0.01	0.047	0.000	0.002	
total		100	100	99.7	

Como se observa, en el modelo, el primer modo toma un porcentaje de participación de masa de 95.9% y es esencialmente en la dirección X dando un período de 0.29s., el cual no es un valor cercano al obtenido en el ensayo de microtrepidaciones. Esto es posible que se deba a la cercanía del edificio G2 con G1 y G3 a ambos lados, lo cual puede haber afectado las mediciones de campo en este eje, pudiendo dar la idea de una estructura más rígida en esta dirección. En la otra dirección vemos que los valores son más cercanos. En general, se considera que este modelo es representativo.



Modo 1, traslación en X
T = 0.29 seg.

Fig. 6.14: Modo de vibración en el eje X. Edificio G2



Modo 2, traslación en Y
T = 0.21 seg.

Fig. 6.15: Modo de vibración en el eje Y. Edificio G2

Estimación de Masas y Rigideces

En la tabla siguiente se indican las masas en cada nivel, la posición del centro de masas y del centro de rigidez (basándose en la distribución de fuerzas en altura resultante del análisis modal).

Cuadro 6.12: Centro de masa y rigideces edificio G2

Piso	Masa	Centro de masa		Centro de rigidez		R	
		X	Y	X	Y	X (%)	Y (%)
1	33.62	13.98	5.87	13.997	6.731	0.05	2.67
2	33.91	13.92	5.92	13.996	6.914	0.22	3.08
3	23.61	13.89	6.01	13.663	7.427	0.73	4.43
Masa total	91.15	t-seg ² /m.					
Peso total	893.30	t.					

Como se mencionó antes, el valor de "R" mostrado en el cuadro, corresponde a la razón entre distancia entre el centro de masas y el centro de rigidez con respecto a la longitud del edificio en cada dirección. Si este porcentaje es mayor

de 20% se considera que la estructura tendrá problemas de torsión. En este caso, no tendrá ese problema.

Cálculo del Espectro de Pseudo-Aceleraciones.

El espectro es calculado según los parámetros sísmicos estipulados en la Norma E030.

Z	U	S	g	R
0.4	1.5	1	9.8	6

Sistema Pórtico
Edificio Irregular

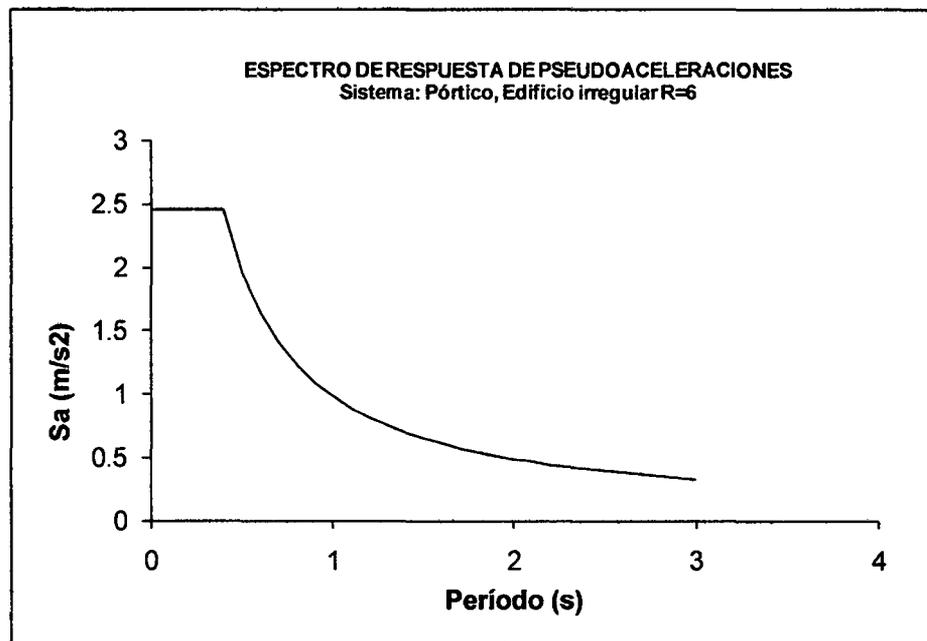


Fig. 6.16: Espectro de respuesta para ambas direcciones X e Y. Edificio G2

Fuerzas Globales

Empleando las expresiones de la norma E030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes en ambas direcciones, y comparándolos en porcentaje con los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral se tiene:

Cuadro 6.13: Fuerzas Globales en el edificio G2.

EJE	V(t)	V(t)	Porcentaje
	Dinámico	Estático	
X	216.63	223.32	97.00
Y	216.68	223.32	97.02

Se obtuvieron cortantes en la base en las direcciones X e Y mayores que el 90% del cortante obtenido con las fórmulas de análisis estático.

Desplazamientos y distorsiones máximas estimadas

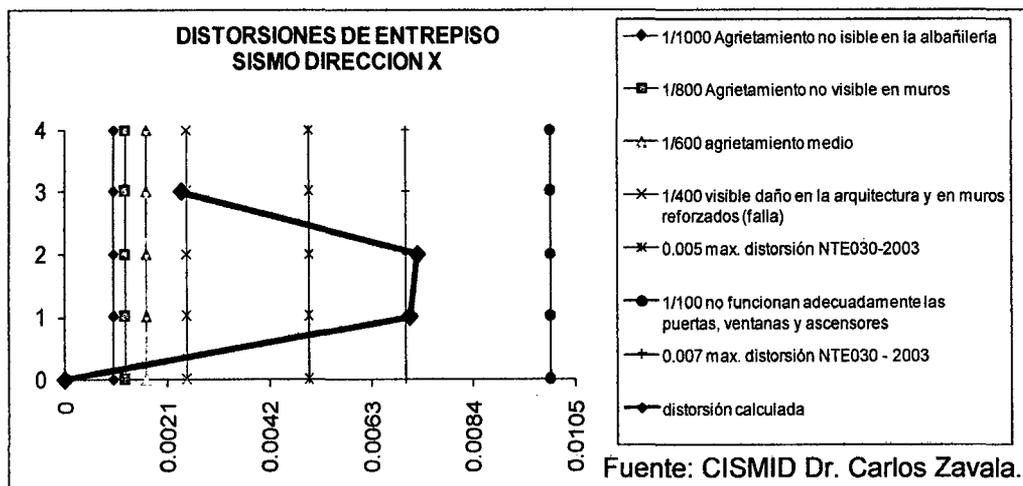
Se tomó nota de las distorsiones y los desplazamientos máximos en cada nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75 R, conforme se especifica en la norma vigente.

Cuadro 6.14: Desplazamientos y distorsiones en el eje X. Edificio G2.

SISMO DIRECCIÓN X				
NIVEL	desplazamientos (m)	distorsiones	desplazamientos (m) x 0.75R	distorsiones x 0.75R
3	0.0076	0.00053	0.0342	0.0024
2	0.0067	0.00161	0.0302	0.0072
1	0.0050	0.00158	0.0225	0.0071



Fig. 6.17: Desplazamientos máximos en X. Edificio G2.



Fuente: CISMID Dr. Carlos Zavala.

Fig. 6.18: Distorsiones máximas en X. Edificio G2.

Cuadro 6.15: Desplazamientos y distorsiones en el eje Y. Edificio G2.

SISMO DIRECCIÓN Y				
NIVEL	desplazamientos (m)	distorsiones	desplazamientos (m) x 0.75R	distorsiones x 0.75R
3	0.0044	0.0003	0.0198	0.0013
2	0.0038	0.0009	0.0171	0.0041
1	0.0028	0.0009	0.0126	0.0039

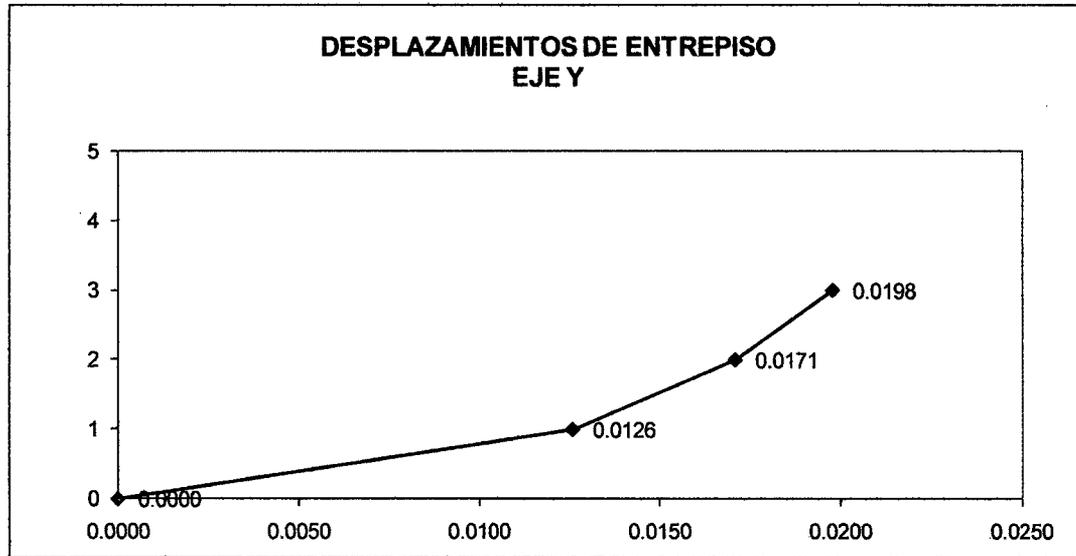


Fig. 6.19: Desplazamientos máximos en Y. Edificio G2.

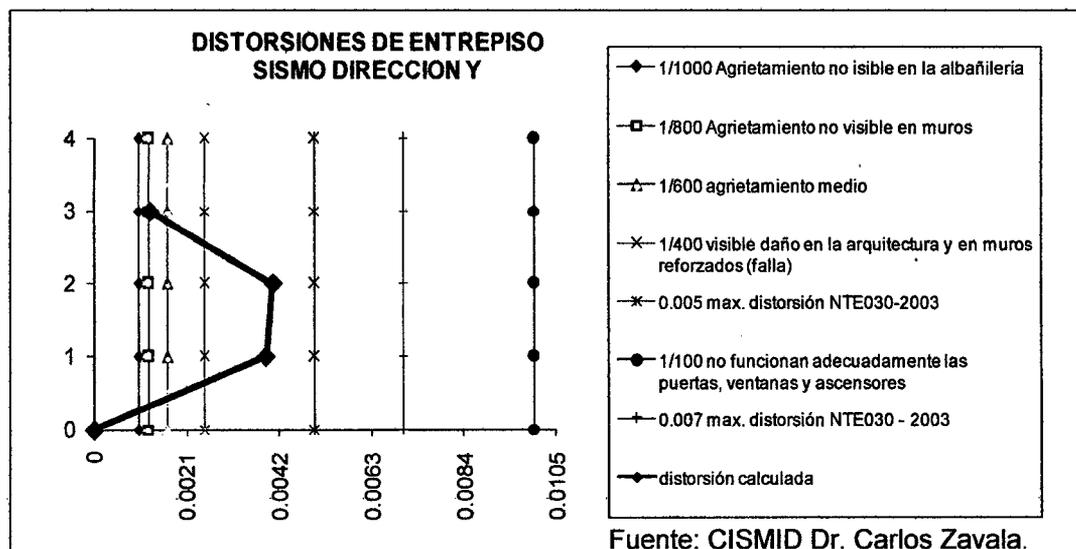


Fig. 6.20: Distorsiones máximas en Y. Edificio G2.

En la dirección X se excede el límite de 0.7% permitido para estructuras de concreto pero no en el eje Y.

Verificación del refuerzo en Vigas

Se tomó 2.5 cm. de recubrimiento en todas las vigas del tercer nivel y 4cm en las demás vigas. En esta sección se verifican los momentos al centro de la luz libre de las vigas principales del edificio y en el cuadro se muestran solo los resultados de las vigas más cargadas con la demanda más desfavorable.

Cuadro 6.16: Verificación de refuerzo en vigas. Edificio G2.

PISO	b (cm)	h (cm)	L (cm)	d (cm)	f _c (kg/cm ²)	f _y (kg/cm ²)	# fierros tensión	φ(cm)	ρ	ρ _b	tipo de falla
1	30	70	800	65,95	175	2800	4	1,90	0,0057	0,0307	falla dúctil
2	30	70	800	65,95	175	2800	4	1,90	0,0057	0,0307	falla dúctil
3	30	70	800	65,80	210	4200	6	1,60	0,0061	0,0368	falla dúctil

PISO	cuantía máxima 0.5ρ _b	cuantía mínima	control de deflexiones h>=L/16	relación b/h>= 0.3	capacidad φMu (t-m ²)	Demanda M3-3 (t-m ²)	ratio (demanda/capacidad)
1	conforme	conforme	conforme	conforme	17,66	18.93	1.07
2	conforme	conforme	conforme	conforme	17,66	17.53	0.99
3	conforme	conforme	conforme	conforme	27,93	16.58	0.59

Los resultados muestran que *las vigas del piso 1, específicamente vigas del eje 4 y 5, no cuentan con suficiente refuerzo positivo para soportar la demanda del combo 4, el más desfavorable en este caso, pero si las demandas de los otras combinaciones.*

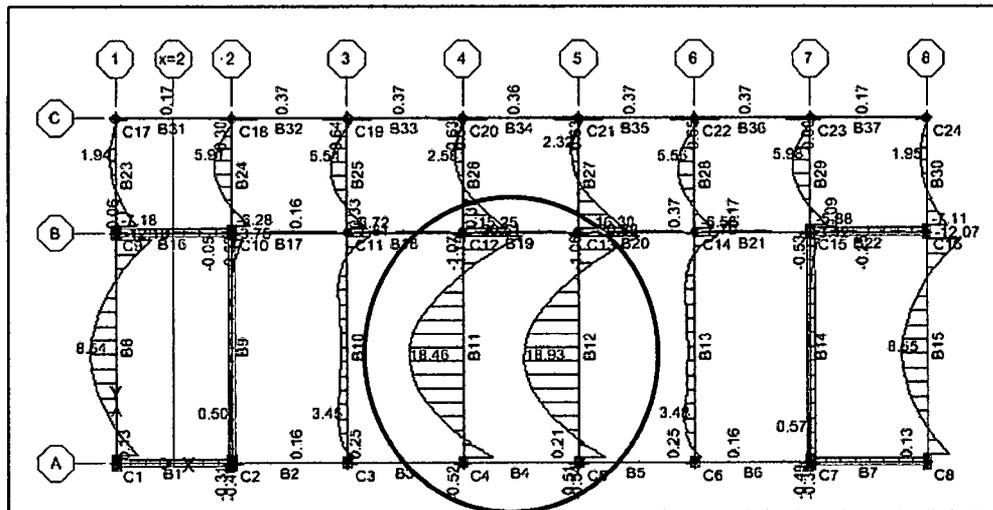
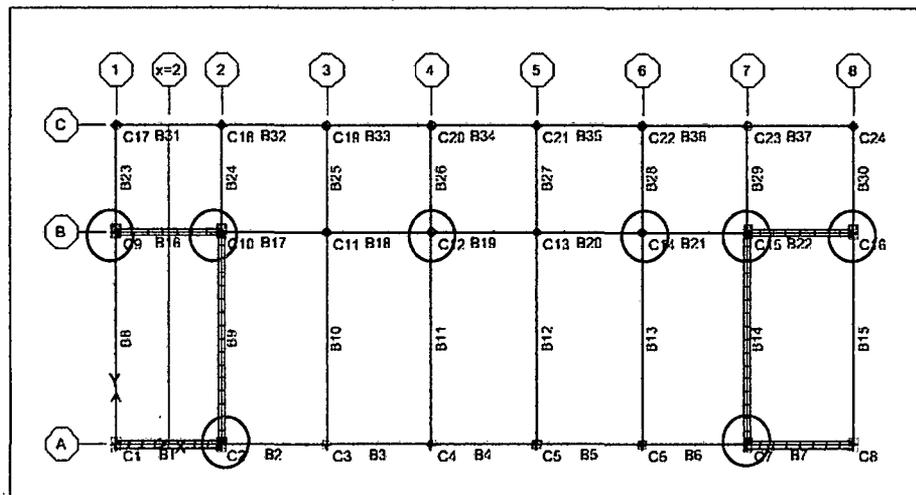


Fig. 6.21: Diagrama de momentos de las vigas del nivel 1 para la demanda de la combinación 4 = 1.4D+1.7(L1+L2+L3+L4).

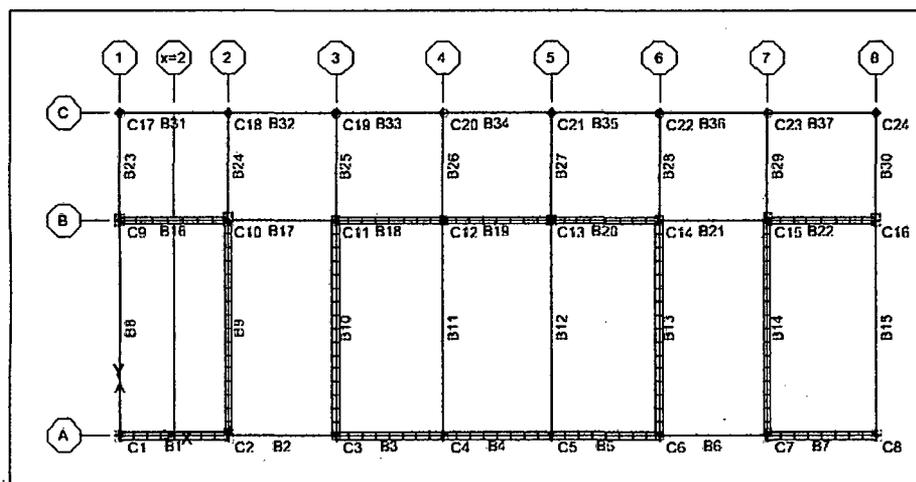
Con un círculo rojo se muestra los momentos que superan $17.66t\cdot m^2$ que se calcula como el momento máximo que pueden soportar las vigas principales asumiendo que todas estas cuentan con **4 varillas de acero longitudinal de 3/4" en el centro de la luz libre**.

Verificación del refuerzo en columnas

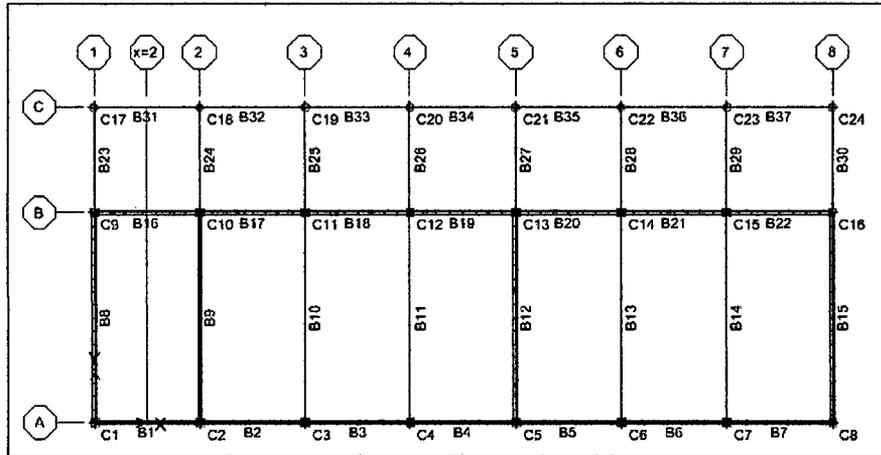
A continuación se procede a verificar cada columna para cada una de las 8 combinaciones de carga. La gráfica siguiente presenta en rojo aquellos elementos en donde "r" (capacity ratio) es mayor a 1, en otras palabras, se resaltan aquellas columnas cuya capacidad es menor que la demanda propuesta por la norma. El chequeo se realiza por flexocompresión y corte.



(a) Columnas del edificio G2, primer nivel.



(b) Columnas del edificio G2, segundo nivel.



(c) Columnas del edificio G2, tercer nivel.

Relación capacidad/demanda:

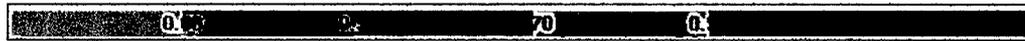


Fig. 6.22: Verificación de refuerzo por flexocompresión y corte en columnas.

Edificio G2

Los resultados nos muestran que las columnas más afectadas son las columnas del eje A y B del primer nivel, incluyendo todas las columnas circulares ubicadas en el hall de la facultad. Todas están fallan en las combinaciones 5, 7 y 8, las cuales incluyen la fuerza sísmica.

Cuadro 6.17: Verificación de refuerzo de columnas. Edificio G2.

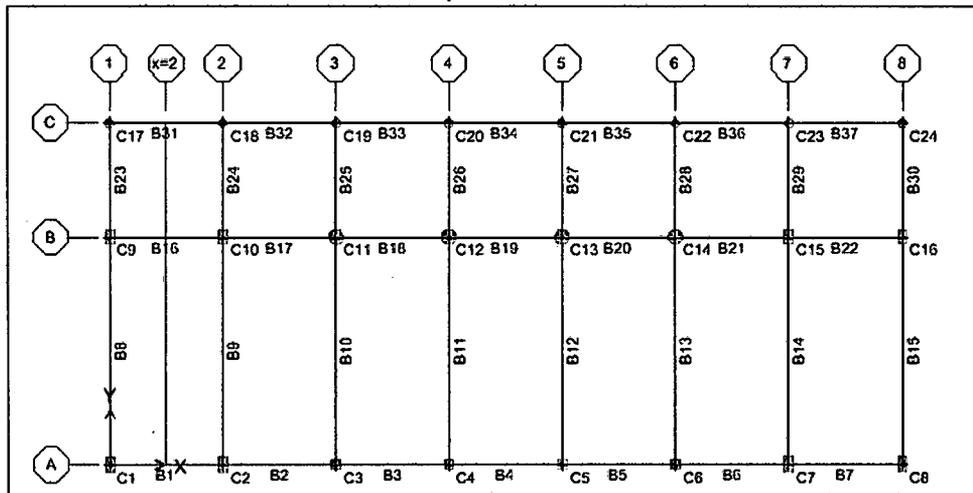
Piso	Columna	Sección tipo	Falla en	Fuerza Axial* P(t.)	M2-Mx t-m	M3-My t-m	Capacity Ratio
1	C2	CB	COMB8	-30.21	19.59	0.27	2.234
1	C7	CB	COMB8	-27.03	19.05	0.18	2.114
1	C9	CB	COMB7	-55.25	3.26	14.86	3.379
1	C10	CA	COMB7	-20.50	4.81	12.07	3.025
1	C12	CE	COMB5	102.54	0.61	2.21	1.464
1	C14	CE	COMB5	98.02	0.02	2.14	1.403
1	C15	CA	COMB7	-15.93	5.20	13.36	3.256
1	C16	CB	COMB7	-49.32	3.49	13.68	3.022

La siguiente tabla muestra la combinación para la que sucede la falla. En este edificio las columnas presentarían falla frágil y dúctil.

- * (+) Fuerza de compresión
- (-) Fuerza de tracción

Para evitar que estas columnas fallen, se propuso reforzar y rigidizar la estructura en ambas direcciones de la siguiente manera:

- Agregando placas de 0.30m de espesor en los ejes 2 y 7. La placa del eje tendría que empezar desde el sótano.
- Agregando placas en el eje A entre los ejes 1-2 y 7-8. Estas placas reemplazarían a los parapetos de albañilería que actualmente se encuentra en esa posición. La placa se desarrollaría en toda la altura del paño.
- Reforzando las columnas circulares del eje B. La sección aumentaría de 0.30m a 0.50 de diámetro y se agregarían 6 fierros de $\frac{3}{4}$ " a todo el rededor.



Relación capacidad/demanda:

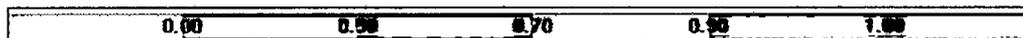


Fig.-6.23: Verificación de columnas del edificio G2, primer nivel.
Sistema Reforzado y rigidizado.

Esfuerzos en la albañilería

La revisión de los muros de albañilería se realizó de acuerdo a las disposiciones de la norma E-070.

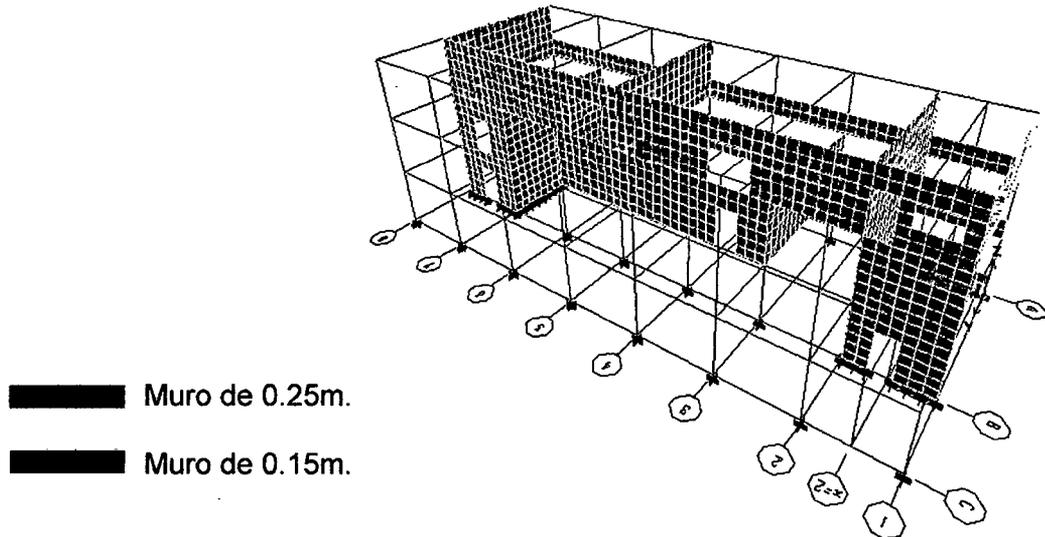


Fig. 6.24: Edificio G2, Vista de los muros incluidos en el modelo matemático.

Los muros de cada piso y cada eje fueron modelados como elemento "piers" en el programa ETABS.

Según el artículo 13.7 la resistencia por corte de la albañilería se calcula de la siguiente manera:

$$V'_m \leq \sqrt{f'_m} \quad V'_m = \sqrt{50} = 7.07 \text{ kg/cm}^2 = 70.7 \text{ t/m}^2$$

En el cuadro siguiente se muestran los resultados del análisis y la comparación con los esfuerzos admisibles tanto para sismos severos como para sismos moderados según especifica la norma.

Resultados para el sismo en X: Cuadro 6.18: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G2.

Story	Pier	Load	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY4	B-4	SX	28,0	0,40	1,88	78,62	0,94	39,31	395,49	conforme	conforme
STORY4	A-4	SX	28,0	0,40	0,2	28,56	0,10	14,28	395,87	conforme	conforme
STORY4	8-4	SX	8,0	0,15	0,78	6,96	0,39	3,48	42,24	conforme	no conforme
STORY4	5-4	SX	8,0	0,40	0,08	2,23	0,04	1,12	113,10	conforme	conforme
STORY4	2-4	SX	8,0	0,40	3,96	8,14	1,98	4,07	112,21	conforme	conforme
STORY4	1-4	SX	8,0	0,40	1,85	3,92	0,93	1,96	112,69	conforme	conforme
STORY3	B-3	SX	20,0	0,40	14,65	184,93	7,33	92,47	279,43	conforme	conforme
STORY3	A-3	SX	20,0	0,40	0,33	89,9	0,17	44,95	282,72	conforme	conforme
STORY3	7-3	SX	8,0	0,25	3,7	20,24	1,85	10,12	69,85	conforme	conforme
STORY3	6-3	SX	8,0	0,25	1,38	5,15	0,69	2,58	70,38	conforme	conforme
STORY3	3-3	SX	8,0	0,40	0,73	3,83	0,37	1,92	112,95	conforme	conforme
STORY3	2-3	SX	8,0	0,40	1,28	16,37	0,64	8,19	112,83	conforme	conforme
STORY2	B-2	SX	8,0	0,40	10,44	140,65	5,22	70,33	110,72	no conforme	no conforme
STORY2	A-2	SX	8,0	0,40	0,37	52,83	0,19	26,42	113,03	conforme	conforme
STORY2	7-2	SX	8,0	0,40	27,8	20,62	13,90	10,31	106,73	conforme	conforme
STORY2	2-2	SX	8,0	0,40	6,46	15,98	3,23	7,99	111,63	conforme	conforme
STORY1	X2-1	SX	8,0	0,40	10,61	2,42	5,31	1,21	110,68	conforme	conforme

En este caso vemos que solo los muros del eje B del segundo piso no pasan el control de fisuraciones de la norma E-070 para el sismo en X. Por otro lado se observa sorprende que todos los muros exceptuando el del eje 8 - piso 4 tengan una capacidad al corte mayor que la que demanda que provocaría el sismo severo en X. Esto se debe a que se los muros de concreto armado del sótano han tomado la mayor cantidad de fuerza cortante del edificio.

Resultados para el sismo en Y: Cuadro 6.19: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje Y. Edificio G2.

Story	Pier	Load	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY4	B-4	SY	28,0	0,40	6,24	3,65	3,12	1,83	394,48	conforme	conforme
STORY4	A-4	SY	28,0	0,40	2,36	10,72	1,18	5,36	395,38	conforme	conforme
STORY4	8-4	SY	8,0	0,15	0,97	33,42	0,49	16,71	42,20	conforme	conforme
STORY4	5-4	SY	8,0	0,40	1,08	23,86	0,54	11,93	112,87	conforme	conforme
STORY4	2-4	SY	8,0	0,40	3,42	14,23	1,71	7,12	112,33	conforme	conforme
STORY4	1-4	SY	8,0	0,40	1,28	30,32	0,64	15,16	112,83	conforme	conforme
STORY3	B-3	SY	20,0	0,40	20,41	10,71	10,21	5,36	278,11	conforme	conforme
STORY3	A-3	SY	20,0	0,40	7,53	15,23	3,77	7,62	281,07	conforme	conforme
STORY3	7-3	SY	8,0	0,25	4,65	63,62	2,33	31,81	69,63	conforme	conforme
STORY3	6-3	SY	8,0	0,40	2,95	51,59	1,48	25,80	112,44	conforme	conforme
STORY3	3-3	SY	8,0	0,40	3,29	59,78	1,65	29,89	112,36	conforme	conforme
STORY3	2-3	SY	8,0	0,40	9,08	65,7	4,54	32,85	111,03	conforme	conforme
STORY2	B-2	SY	8,0	0,40	21,26	6,76	10,63	3,38	108,23	conforme	conforme
STORY2	A-2	SY	8,0	0,40	12,19	4,17	6,10	2,09	110,32	conforme	conforme
STORY2	7-2	SY	8,0	0,15	4,94	123,90	2,47	61,95	41,28	no conforme	no conforme
STORY2	2-2	SY	8,0	0,40	9,03	139,35	4,52	69,68	111,04	no conforme	no conforme
STORY1	X2-1	SY	8,0	0,40	6,91	3,95	3,46	1,98	111,53	conforme	conforme

Solo los muros del piso 2 del eje 7 y 2 (paralelos al eje global Y) no pasan el control de fisuraciones de la norma para el sismo en esa misma dirección.

6.10 EVALUACION DEL EDIFICIO G3

Modelo

Esta estructura cuenta con un semisótano que se desarrolla a lo largo del edificio. El sistema resistente a acciones sísmicas se ha considerado como albañilería confinada en ambos sentidos. Al igual que el edificio G2, en el modelo, se han incluido todos los muros como elementos "Shell" excepto los parapetos del eje C en los tres niveles que son de concreto armado y no se encuentran adosados a las columnas por lo que han sido considerados como carga muerta repartida de 0.24t-m sobre vigas.

El primer nivel es de 3.55m de altura y 3.2m para el resto.

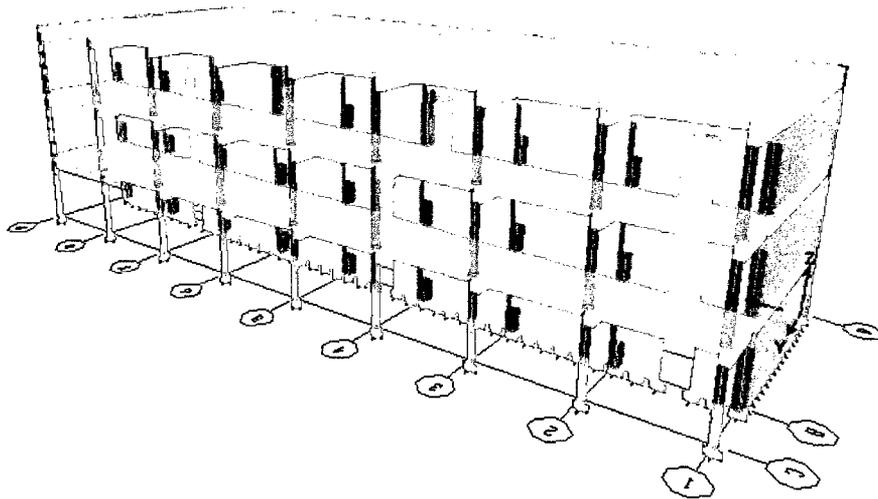


Fig. 6.25: Modelo matemático del edificio G3

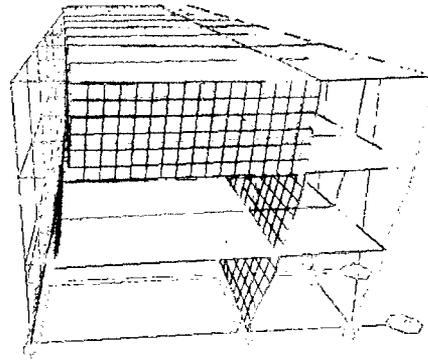
Modos de vibración

Los resultados del análisis se comparan con los obtenidos en los ensayos de microtrepidaciones para validar los modelos. La cercanía de los valores del microtremor con los valores calculados hace que se considere aceptable el modelo.

Cuadro 6.20: Período de vibración de la estructura. Edificio G3.

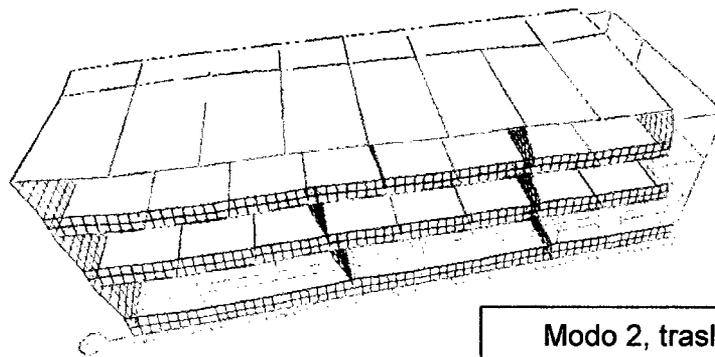
Modo	Período	Masa colaborante (% del total)			Microtremor
		UX (%)	UY (%)	RZ (%)	
1	0.23	8.64	44.40	39.04	0,19
2	0.18	63.75	23.38	1.20	0,15
3	0.15	15.15	23.97	51.73	
4	0.08	4.64	1.70	1.38	
5	0.07	3.66	3.58	0.15	
6	0.06	0.15	1.50	4.98	
7	0.05	0.80	0.58	0.25	
8	0.04	1.18	0.17	0.02	
9	0.03	0.05	0.19	0.36	
10	0.01	0.00	0.05	0.17	
11	0.01	0.00	0.00	0.18	
12	0.01	0.00	0.28	0.01	
13	0.01	0.00	0.00	0.00	
total		98.00	99.82	99.46	

Como se observa, en el modelo, el primer modo toma un porcentaje de participación de masa de 44.4% y es esencialmente en la dirección Y dando un período de 0.23s. el cual es mayor que el resultado obtenido de los ensayos. Esto puede ser resultado, como se ha comentado antes, de la cercanía del edificio G2, lo cual puede haber afectado las mediciones de campo en este eje, pudiendo dar la idea de una estructura más rígida en esta dirección. En la otra dirección vemos que los valores son más cercanos. En general, se considera que este modelo es representativo.



Modo 1, traslación en Y
T = 0.23 seg.

Fig. 6.26: Modo de vibración en el eje Y– Edificio G3



Modo 2, traslación en X
T = 0.18 seg.

Fig. 6.27: Modo de vibración en el eje X– Edificio G3

Estimación de Masas y Rigideces

En la tabla siguiente se indican las masas en cada nivel, la posición del centro de masas y del centro de rigidez (basándose en la distribución de fuerzas en altura resultante del análisis modal).

Cuadro 6.21: Centro de masas y rigideces. Edificio G3.

Piso	Masa	Centro de masa		Centro de rigidez		R	
		X	Y	X	Y	X (%)	Y (%)
1	40.24	15.61	5.67	11.69	7.50	12.3	5.7
2	38.39	15.76	5.70	11.37	7.71	13.7	6.3
3	26.63	16.05	5.67	12.53	8.08	11.0	7.5
Masa total	150,25	t-seg ² /m.					
Peso total	1031,45	t.					

En este caso, al ser el valor de R menor al 20%, se considera que esta estructura no tendrá problemas de torsión

Cálculo del Espectro de Pseudo-Aceleraciones.

El espectro es calculado según los parámetros sísmicos estipulados en la Norma E030.

Z	U	S	g	R
0.4	1.5	1	9.8	2.25

Sistema-Albañilería
Edificio Irregular

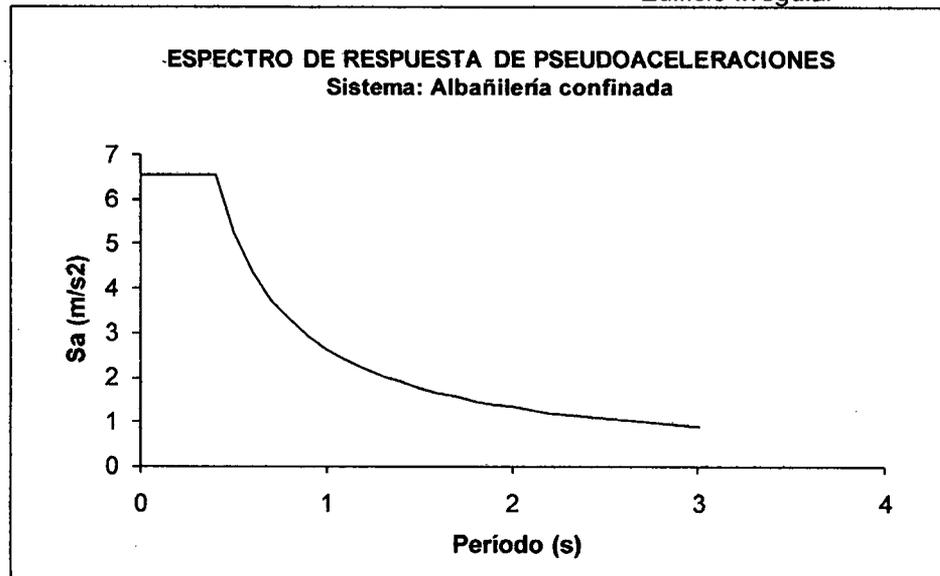


Fig. 6.28: Espectro de respuesta para ambas direcciones X e Y. Edificio G3

Fuerzas Globales

Empleando las expresiones de la norma E030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes en ambas direcciones, y comparándolos en porcentaje con los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral se tiene:

Cuadro 6.22: Fuerzas globales. Edificio G3.

EJE	V(t)		Porcentaje
	Dinámico	Estático	
X	384.57	515.73	74.57
Y	324.3	515.73	62.88

Se obtuvieron cortantes en la base en las direcciones X e Y menores que el 80% del cortante obtenido con las fórmulas de análisis estático.

Desplazamientos y distorsiones máximas estimadas

Antes de escalar los resultados obtenidos, se tomó nota de las distorsiones y los desplazamientos máximos en cada nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75 R, conforme se especifica en la norma vigente.

Cuadro 6.23: Desplazamientos y distorsiones en X. Edificio G3.

SISMO DIRECCIÓN X				
NIVEL	desplazamientos (m)	distorsiones	desplazamientos (m) x 0.75R	distorsiones x 0.75R
3	0.0049	0.00053	0.0221	0.0012
2	0.0034	0.00076	0.0153	0.0034
1	0.0018	0.00073	0.0081	0.0033

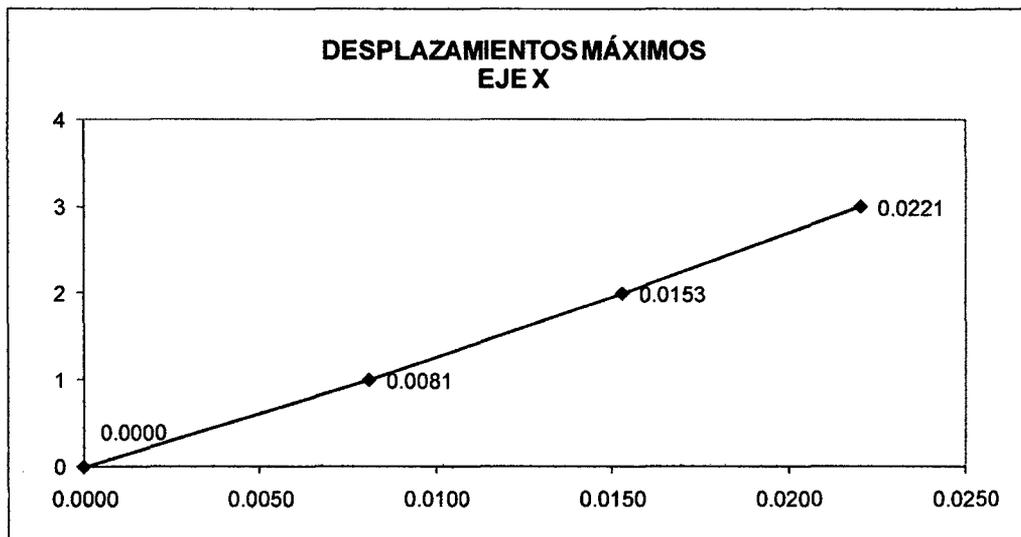
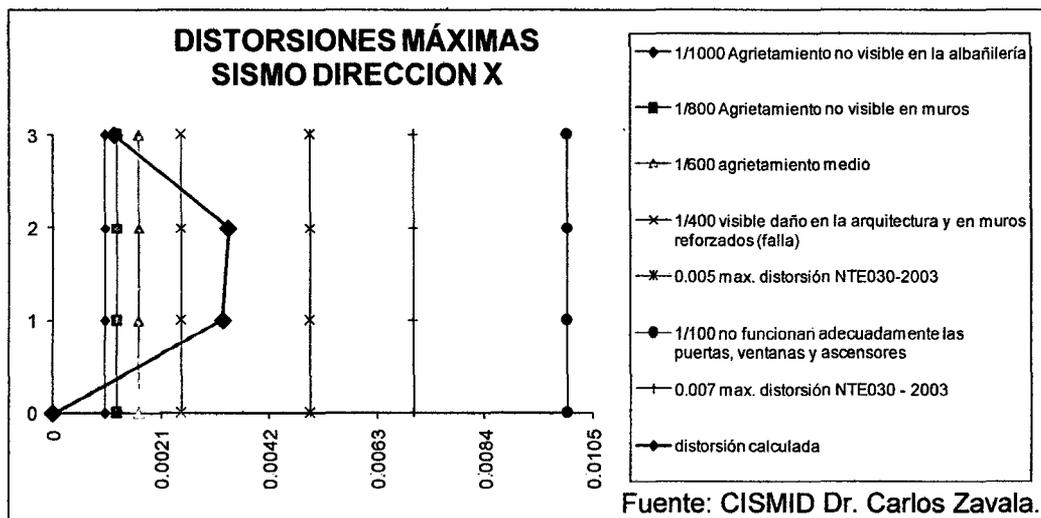


Fig. 6.29: Desplazamientos máximos en X. Edificio G3.



Fuente: CISMID Dr. Carlos Zavala.

Fig. 6.30: Distorsiones máximas en X. Edificio G3.

Cuadro 6.24: Desplazamientos y distorsiones en Y. Edificio G3.

NIVEL	SISMO DIRECCIÓN Y			
	desplazamientos (m)	distorsiones	desplazamientos (m) x 0.75R	distorsiones x 0.75R
3	0.0092	0.0011	0.0414	0.0025
2	0.0077	0.0020	0.0347	0.0045
1	0.0039	0.0019	0.0176	0.0042

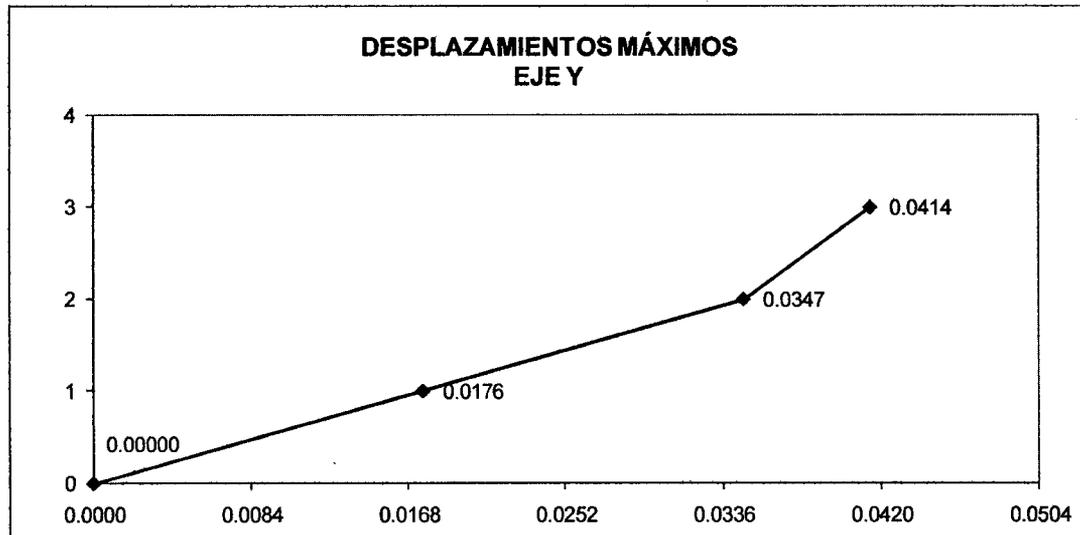
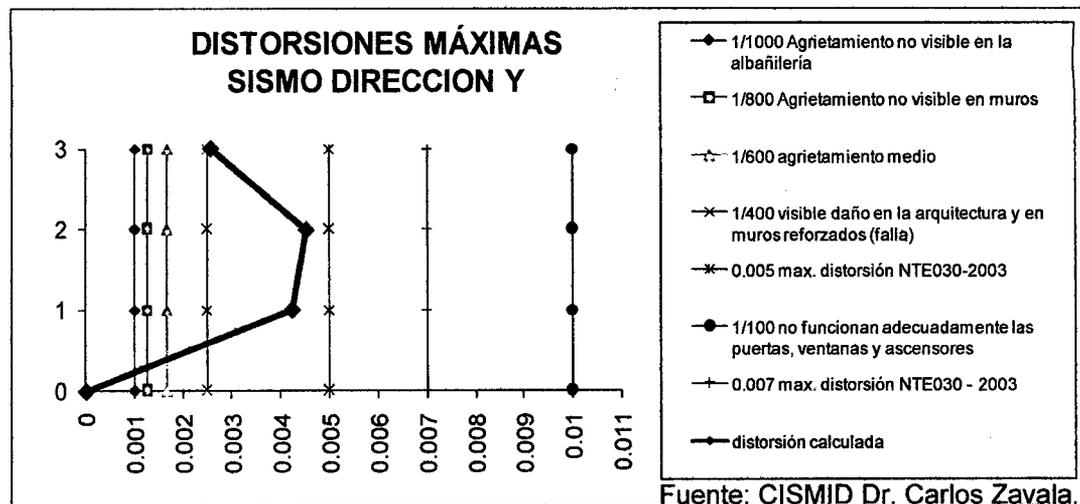


Fig. 6.31: Desplazamientos máximos en Y. Edificio G3.



Fuente: CISMID Dr. Carlos Zavala.

Fig. 6.32: Distorsiones máximas en Y. Edificio G3.

En ambas direcciones no se excede el límite dado por la Norma.

Verificación del Refuerzo en Vigas

Se tomó 2.5 cm. de recubrimiento en todas las vigas del tercer nivel y 4cm en las demás vigas. En esta sección se verifican los momentos al centro de la luz libre de las vigas principales del edificio y en el cuadro se muestran solo los resultados de las vigas más cargadas con la demanda más desfavorable.

Cuadro 6.25: verificación del refuerzo en vigas. Edificio G3.

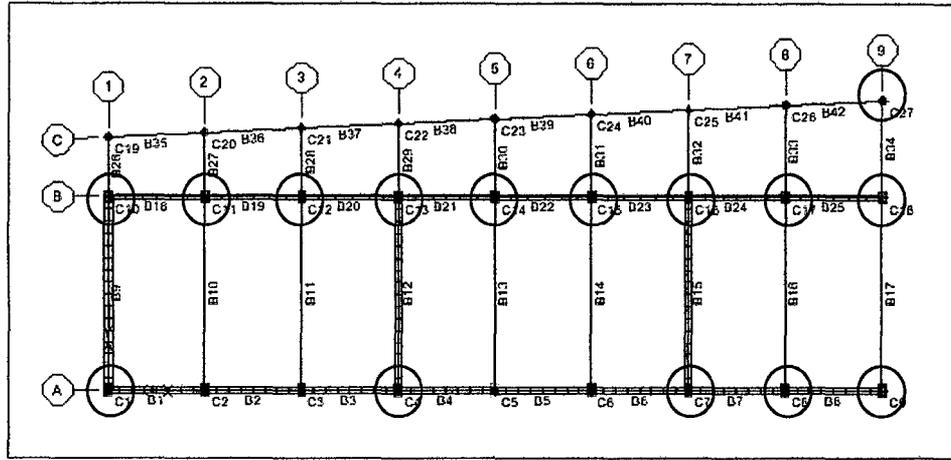
PISO	b (cm)	h (cm)	L (cm)	d (cm)	f _c (kg/cm ²)	f _y (kg/cm ²)	# fierros tensión	φ(cm)	ρ	ρ _b	tipo de falla
1	30	70	800	65,95	175	2800	4	1,90	0,0057	0,0307	falla dúctil
2	30	70	800	65,95	175	2800	4	1,90	0,0057	0,0307	falla dúctil
3	30	70	800	65,80	210	4200	6	1,60	0,0061	0,0368	falla dúctil

PISO	cuantía máxima 0.5ρ _b	cuantía mínima	control de deflexiones h>=L/16	relación b/h>= 0.3	capacidad φMu (t-m ²)	Demanda M3-3 (t-m ²)	ratio (demanda/capacidad)
1	conforme	conforme	conforme	conforme	17,66	15.48	0.88
2	conforme	conforme	conforme	conforme	17,66	16.42	0.93
3	conforme	conforme	conforme	conforme	27,93	16.46	0.59

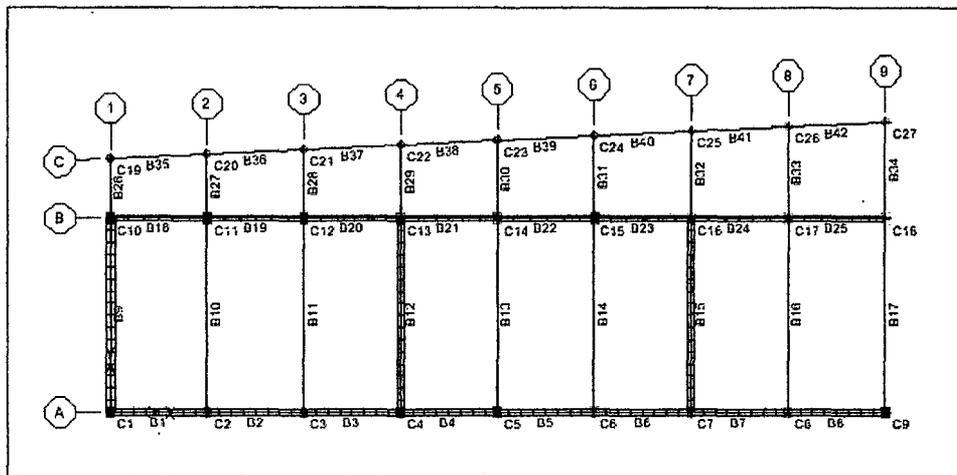
Los resultados muestran que las vigas cuentan con suficiente refuerzo positivo para soportar la demanda propuesta.

Verificación del refuerzo en columnas

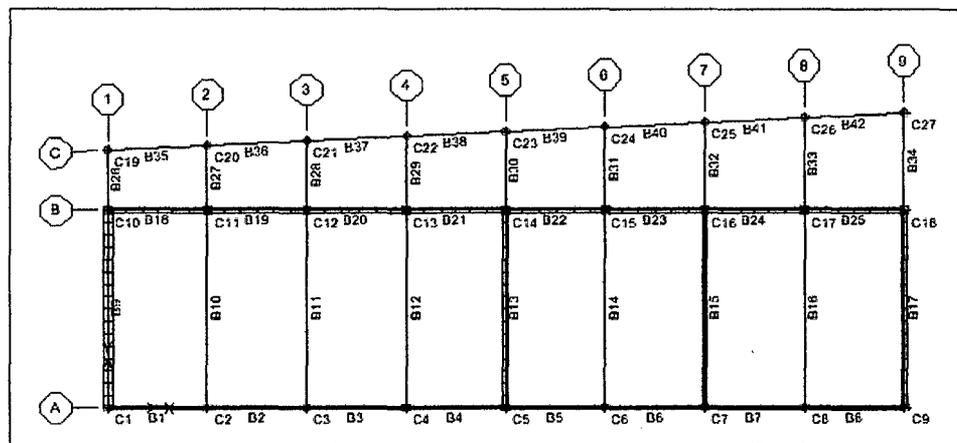
A continuación se procede a verificar cada columna para cada una de las 8 combinaciones de carga. La gráfica siguiente presenta en rojo aquellos elementos en donde "r" (capacity ratio) es mayor a 1, en otras palabras, se presentan las columnas cuya capacidad es menor que la demanda propuesta por la norma.



(a) Columnas del edificio G3, primer nivel.



(b) Columnas del edificio G3, segundo nivel.



(c) Columnas del edificio G3, tercer nivel.

Relación capacidad/demanda:



Fig. 6.33: Verificación de refuerzo por flexocompresión y corte en columnas.

Edificio G3

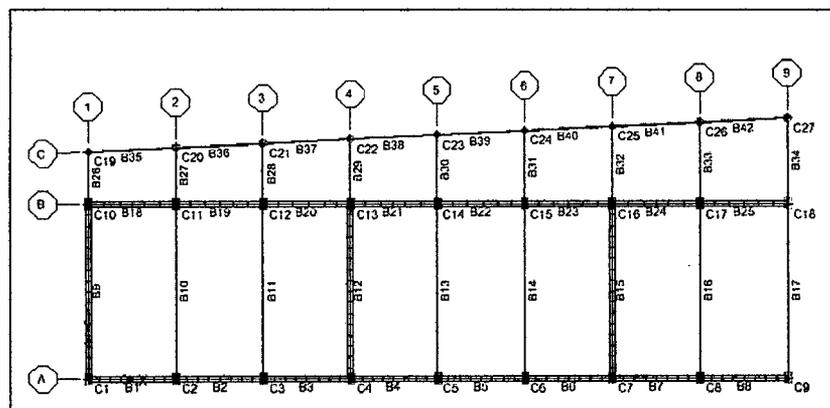
Como se aprecia casi todas las columnas del piso 1 tienen deficiente dimensión y refuerzo. En la siguiente tabla, se muestran los resultados.

Cuadro 6.26: verificación del refuerzo en columnas. Edificio G3.

Piso	Columna	Sección tipo	Falla en	Fuerza Axial* P(t.)	M2-Mx t-m	M3-My t-m	Capacity Ratio
1	C1	CB	COMB8	-55.71	20.67	1.63	2.774
1	C4	CB	COMB8	-22.76	14.77	1.11	1.685
1	C7	CB	COMB8	-68.70	31.71	1.12	3.878
1	C8	CB	COMB6	48.96	18.87	0.94	1.403
1	C9	CB	COMB8	34.96	18.73	1.09	1.588
1	C10	CB	COMB8	-46.08	22.14	2.79	2.636
1	C11	CC	COMB5	36.18	8.40	8.05	1.334
1	C12	CC	COMB7	28.03	6.34	9.59	1.349
1	C13	CC	COMB5	29.65	11.54	9.02	1.436
1	C14	CC	COMB5	45.91	7.72	8.26	1.305
1	C15	CC	COMB7	26.26	7.23	9.71	1.39
1	C16	CC	COMB8	-36.33	33.36	4.94	2.765
1	C17	CC	COMB6	49.95	20.51	4.17	1.502
1	C18	CB	COMB8	-5.17	21.82	4.30	2.005
1	C27	CD	COMB6	6.87	3.61	0.62	1.185

* (+) Fuerza de compresión
(-) Fuerza de tracción

Se sugiere reemplazar el muro de albañilería del eje 1 y 7 en el primer nivel, por placas de concreto de 0.25m. A continuación se muestra el gráfico con la verificación de las columnas por flexocompresión y corte en el sistema rigidizado.



Relación capacidad/demanda:



Fig. 6.34: Verificación de columnas del edificio G3, primer nivel.

Sistema Rigidizado.

Esfuerzos en la albañilería

La revisión de los muros de albañilería se realizó de acuerdo a las disposiciones de la norma E-070.

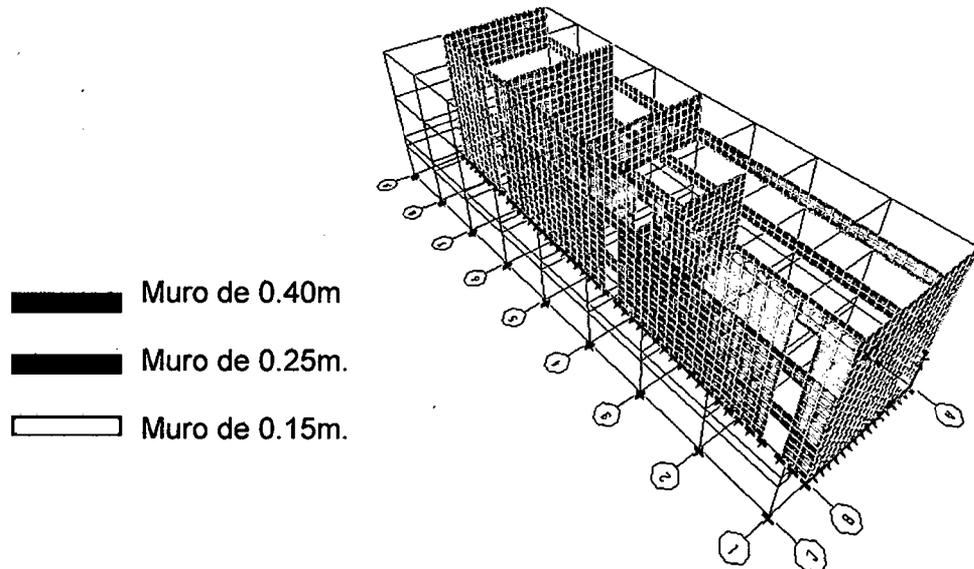


Fig. 6.35: Edificio G3, Vista de los muros incluidos en el modelo matemático.

Los muros de cada piso y cada eje fueron modelados como elemento "piers" en el programa ETABS.

Según el artículo 13.7 la resistencia por corte de la albañilería se calcula de la siguiente manera:

$$V''_m \leq \sqrt{f'_m} \quad V'_m = \sqrt{50} = 7.07 \text{ kg/cm}^2 = 70.7 \text{ t/m}^2$$

En el cuadro siguiente se muestran los resultados del análisis y la comparación con los esfuerzos admisibles tanto para sismos severos como para sismos moderados según especifica la norma.

Resultados para el sismo en X: Cuadro 6.27: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G3.

Story	Pier	Load	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY1	2-1	SX	10,64	0,25	6,79	1,85	3,395	0,925	92,4693	conforme	conforme
STORY1	3-1	SX	8	0,25	1,22	2,87	0,61	1,44	70,42	conforme	conforme
STORY1	7-1	SX	8	0,25	4,94	5,84	2,47	2,92	69,5638	conforme	conforme
STORY1	B-1	SX	32	0,25	21,43	13	10,715	6,5	277,8711	conforme	conforme
STORY2	1-2	SX	8	0,4	11,4	49,68	5,7	24,84	110,498	conforme	conforme
STORY2	4-2	SX	8	0,25	4,11	29,89	2,055	14,945	69,7547	conforme	conforme
STORY2	7-2	SX	8	0,25	9,95	51,76	4,975	25,88	68,4115	conforme	conforme
STORY2	A-2	SX	32	0,25	7,46	42,12	3,73	21,06	281,0842	conforme	conforme
STORY2	B-2	SX	32	0,25	19,93	177,09	9,965	88,545	278,2161	conforme	conforme
STORY3	1-3	SX	8	0,4	7	40,95	3,5	20,475	111,51	conforme	conforme
STORY3	4-3	SX	8	0,25	2,28	25,38	1,14	12,69	70,1756	conforme	conforme
STORY3	7-3	SX	8	0,25	6,25	41,15	3,125	20,575	69,2625	conforme	conforme
STORY3	A-3	SX	32	0,25	4,29	40,23	2,145	20,115	281,8133	conforme	conforme
STORY3	B-3	SX	32	0,25	12,6	148,27	6,30	74,14	279,90	conforme	conforme
STORY4	1-4	SX	8	0,4	2,97	23,14	1,49	11,57	112,44	conforme	conforme
STORY4	5-4	SX	8	0,15	0,75	8,55	0,375	4,275	42,2475	conforme	conforme
STORY4	7-4	SX	8	0,15	2,1	5,4	1,05	2,7	41,937	conforme	conforme
STORY4	9-4	SX	8	0,15	0,78	14,83	0,39	7,415	42,2406	conforme	conforme
STORY4	A-4	SX	32	0,15	0,76	23,4	0,38	11,70	169,51	conforme	conforme
STORY4	B-4	SX	32	0,15	7,36	73,56	3,68	36,78	167,9872	conforme	conforme

Todos los muros pasan el control de fisuraciones de la norma para el sismo en la dirección X misma dirección.

Resultados para el sismo en Y: Cuadro 6.28: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje Y. Edificio G3.

Story	Pier	Load	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY1	2-1	SY	10,64	0,25	4,71	4,27	2,355	2,135	92,9477	conforme	conforme
STORY1	3-1	SY	8	0,25	1,45	6,93	0,73	3,47	70,37	conforme	conforme
STORY1	7-1	SY	8	0,25	3,76	13,52	1,88	6,76	69,8352	conforme	conforme
STORY1	B-1	SY	32	0,25	57,45	9,13	28,725	4,565	269,5865	conforme	conforme
STORY2	1-2	SY	8	0,4	14,74	83,58	7,37	41,79	109,7298	conforme	conforme
STORY2	4-2	SY	8	0,25	8,23	56,76	4,115	28,38	68,8071	conforme	conforme
STORY2	7-2	SY	8	0,25	18,37	126,35	9,185	63,175	66,4749	no conforme	no conforme
STORY2	A-2	SY	32	0,25	14,75	58,87	7,375	29,435	279,4075	conforme	conforme
STORY2	B-2	SY	32	0,25	49,5	117,63	24,75	58,815	271,415	conforme	conforme
STORY3	1-3	SY	8	0,4	10,55	68,48	5,275	34,24	110,6935	conforme	conforme
STORY3	4-3	SY	8	0,25	4,76	45,99	2,38	22,995	69,6052	conforme	conforme
STORY3	7-3	SY	8	0,25	12,03	101,29	6,015	50,645	67,9331	no conforme	no conforme
STORY3	A-3	SY	32	0,25	8,37	50,24	4,185	25,12	280,8749	conforme	conforme
STORY3	B-3	SY	32	0,25	29,76	98,09	14,88	49,045	275,9552	conforme	conforme
STORY4	1-4	SY	8	0,4	5,47	33,87	2,735	16,935	111,8619	conforme	conforme
STORY4	5-4	SY	8	0,15	0,86	17,65	0,43	8,825	42,2222	conforme	conforme
STORY4	7-4	SY	8	0,15	4,34	11,04	2,17	5,52	41,42	conforme	conforme
STORY4	9-4	SY	8	0,15	1,94	35,66	0,97	17,83	41,97	conforme	conforme
STORY4	A-4	SY	32	0,15	1,3	26,18	0,65	13,09	169,381	conforme	conforme
STORY4	B-4	SY	32	0,15	9,69	50,64	4,845	25,32	167,4513	conforme	conforme

Solo los muros del piso 2 y 3 del eje 7 (paralelos al eje global Y) no pasan el control de fisuraciones de la norma para el sismo en esa misma dirección.

6.11 EVALUACION DEL EDIFICIO G4

Modelo

El edificio G4 consta de cuatro niveles, el primer nivel tiene una altura de 3.55m y el resto de niveles se consideraron de 3.2m. En el segundo nivel funcionan las oficinas del Departamento de Hidráulica e Hidrología y una pequeña biblioteca entre los ejes 2, 3 y 4; en el tercer nivel funciona la biblioteca y la sala de lectura y en el cuarto nivel la sala de estudio, por lo que se consideraron sobrecargas de 0.75t/m^2 en las bibliotecas, 0.3 t/m^2 en la sala de lectura y de estudio, 0.25 t/m^2 en las áreas de oficinas y 0.4t/m^2 en los corredores.

En todos los elementos estructurales (vigas, columnas y losas) se consideró el concreto con $f'c=2100\text{t/m}^2$ y el acero de $f_y=28000\text{t/m}^2$ excepto en los elementos del último nivel, pues como ya se explicó, fueron construidos posteriormente con acero de $f_y=42000\text{t/m}^2$. Todos los muros del edificio se consideraron de 0.25m de espesor y las losas de 0.20m.

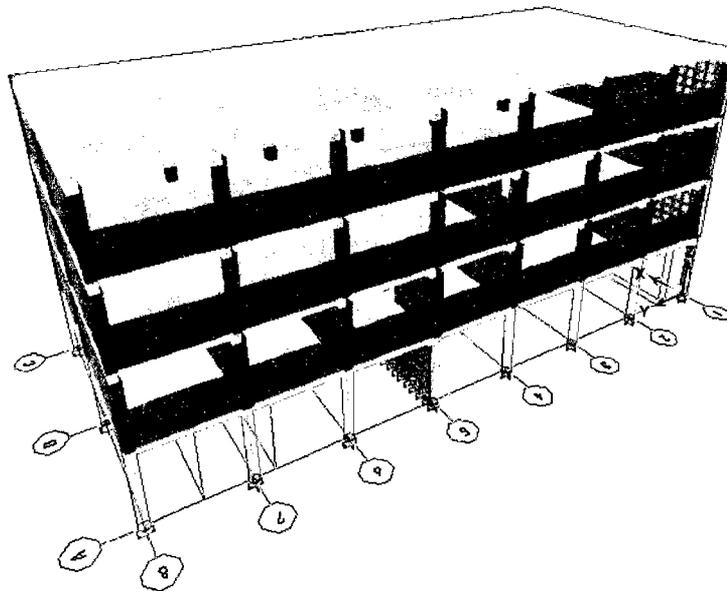


Fig. 6.36: Modelo matemático del edificio G4

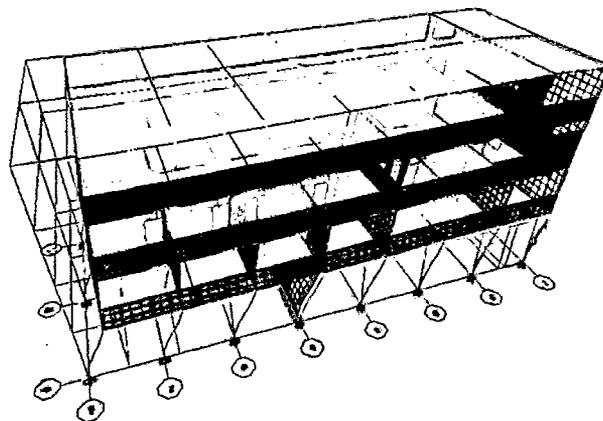
Modos de vibración

Estos resultados se comparan con los obtenidos en los ensayos de microtrepidaciones para validar los modelos. La cercanía de los valores del microtremor con los valores calculados hace que se considere aceptable el modelo.

Cuadro 6.29: Período de vibración de la estructura. Edificio G4.

Modo	Período	Masa colaborante (% del total)			Microtremor
		UX (%)	UY (%)	RZ (%)	
1	0.33	7.66	52.26	32.39	0.25
2	0.32	15.62	32.72	43.25	
3	0.24	69.35	0.15	22.31	0.23
4	0.16	0.03	12.58	0.05	
5	0.10	6.61	0.02	0.15	
6	0.09	0.03	1.54	0.00	
7	0.09	0.38	0.08	1.74	
8	0.05	0.00	0.64	0.00	
9	0.05	0.18	0.00	0.01	
10	0.04	0.00	0.00	0.06	
11	0.04	0.13	0.00	0.01	
12	0.03	0.01	0.00	0.02	
total		100	100	100	

El primer modo toma un porcentaje de participación de masa de 52% y es esencialmente en la dirección Y, el segundo modo vemos es rotacional y el tercer modo es representativo del eje X. Como se observa en el cuadro los períodos obtenidos con el modelo matemático tienen un valor cercano al obtenido con los ensayos de microtrepidaciones. Por tanto, el modelo matemático se considera calibrado.



Modo 1, traslación en Y
T = 0.33 seg.

Fig. 6.37: Modo de vibración en el eje Y. Edificio G4

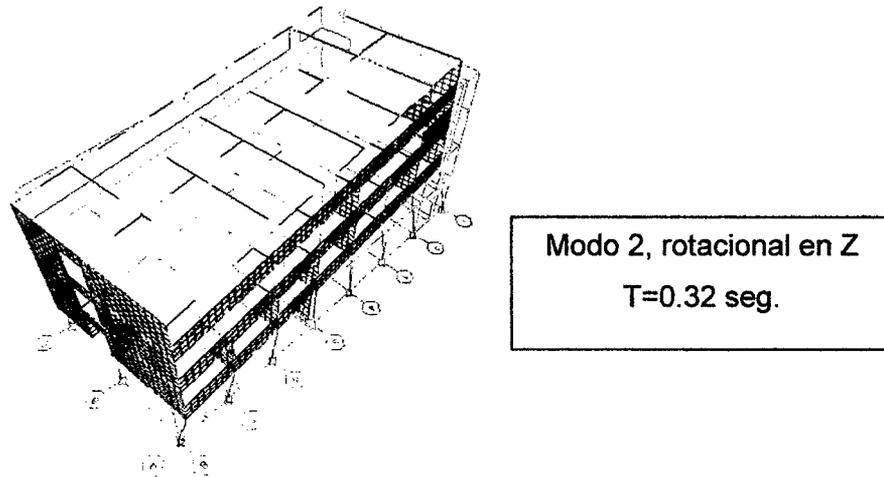


Fig. 6.38: Modo de vibración alrededor de Z. Edificio G4

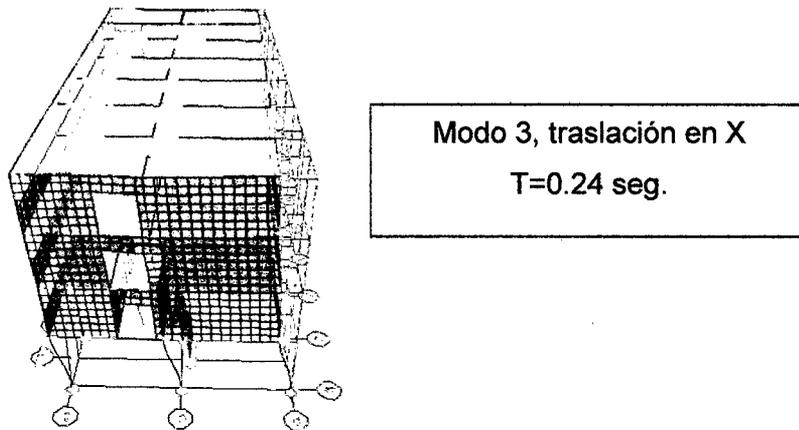


Fig. 6.39: Modo de vibración en el eje X. Edificio G4

Estimación de Masas y Rigideces

En la tabla siguiente se indican las masas en cada nivel, la posición del centro de masas y del centro de rigidez (basándose en la distribución de fuerzas en altura resultante del análisis modal).

Cuadro 6.30: Centro de masas y rigideces. Edificio G4.

Piso	Masa	Centro de masa		Centro de rigidez		R	
		X	Y	X	Y	X (%)	Y (%)
1	40.08	5.92	14.17	6.19	16.26	0.8	6.5
2	45.69	5.77	14.18	6.25	16.19	1.5	6.3
3	35.87	5.87	13.51	6.29	15.91	1.3	7.5
4	24.65	5.91	13.79	6.37	15.54	1.4	5.5
Masa total	146.29	t-seg ² /m.					
Peso total	1433.62	t.					

En este caso, al ser el valor de R menor al 20%, se considera que esta estructura no tendrá problemas de torsión

Cálculo del Espectro de Pseudo-Aceleraciones.

El espectro es calculado según los parámetros sísmicos estipulados en la Norma E030.

Z	U	S	g	R
0.4	1.5	1	9.8	6

Sistema Pórticos
Edificio Irregular

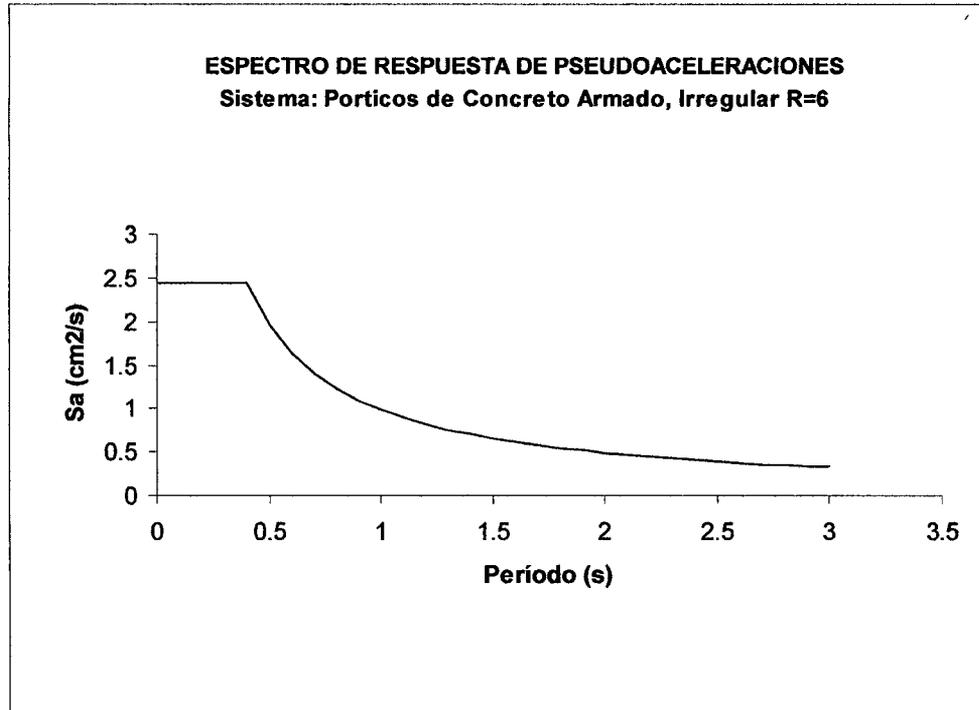


Fig. 6.40: Espectro de respuesta para ambas direcciones X e Y. Edificio G4.

Fuerzas Globales

Empleando las expresiones de la norma E030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes en ambas direcciones, y comparándolos en porcentaje con los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral se tiene:

Cuadro 6.31: Fuerzas globales de la estructura. Edificio G4.

EJE	V(t)		Porcentaje
	Dinámico	Estático	
X	294.92	358.40	82.29
Y	301.21	358.40	84.04

Se obtuvieron cortantes en la base en las direcciones X e Y menores que el 90% del cortante obtenido con las fórmulas de análisis estático.

Desplazamientos y distorsiones máximas estimadas

Se tomó nota de las distorsiones y los desplazamientos máximos en cada nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75 R, conforme se especifica en la norma vigente.

Cuadro 6.32: Desplazamientos y distorsiones en el eje X. Edificio G4.

SISMO DIRECCIÓN X				
NIVEL	desplazamientos (m)	distorsiones	desplazamientos (m) x 0.75R	distorsiones x 0.75R
4	0.0107	0.00052	0.0482	0.0023
3	0.0097	0.00053	0.0437	0.0024
2	0.0088	0.00035	0.0396	0.0016
1	0.008	0.00225	0.0360	0.0101

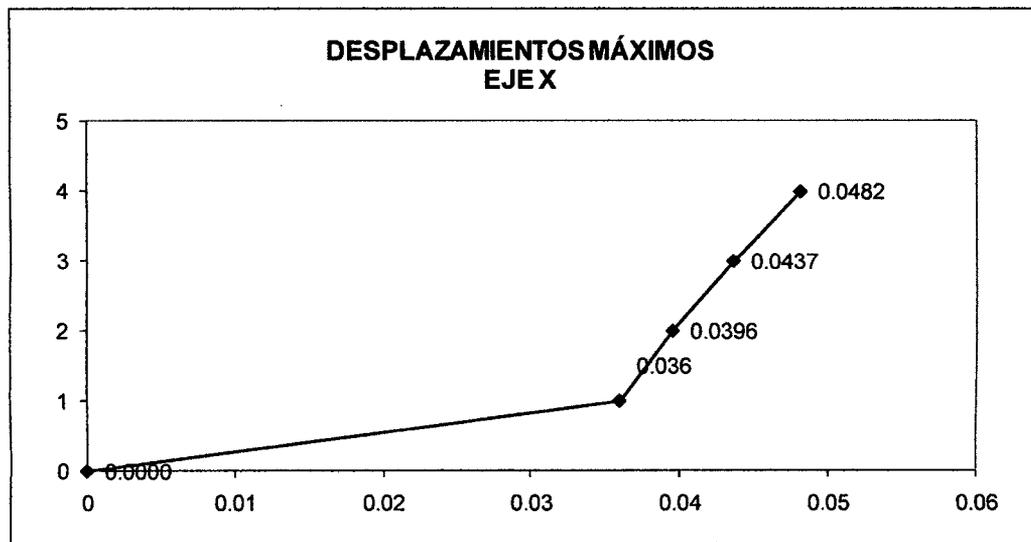


Fig. 6.41: Desplazamientos máximos en X. Edificio G4.

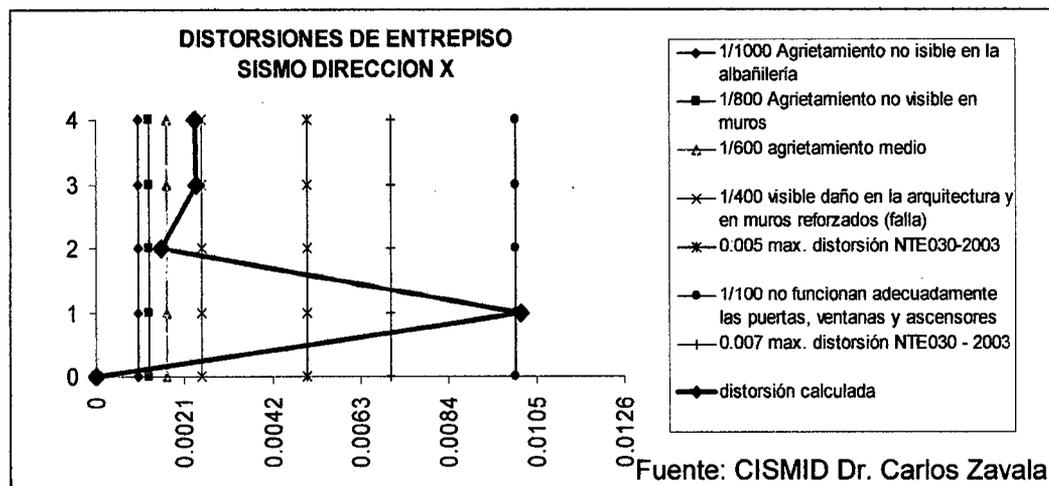


Fig. 6.42: Distorsiones máximas en X. Edificio G4.

Cuadro 6.33: Desplazamientos y distorsiones en el eje Y. Edificio G4.

SISMO DIRECCIÓN Y				
NIVEL	desplazamientos (m)	distorsiones	desplazamientos (m) x 0.75R	distorsiones x 0.75R
4	0.0157	0.0008	0.0707	0.0036
3	0.0132	0.0007	0.0594	0.0032
2	0.0109	0.0005	0.0491	0.0025
1	0.0092	0.0026	0.0414	0.0116

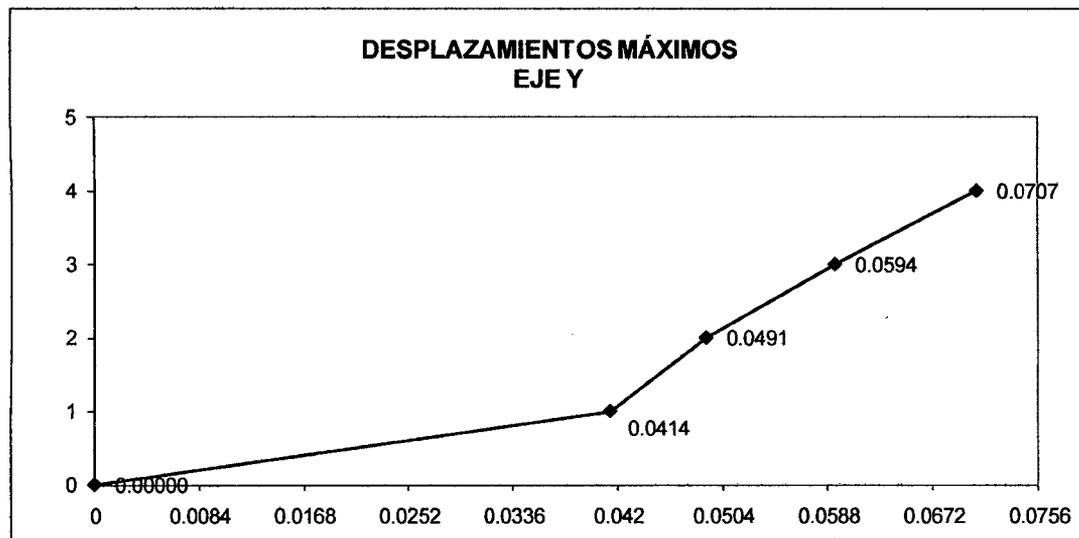
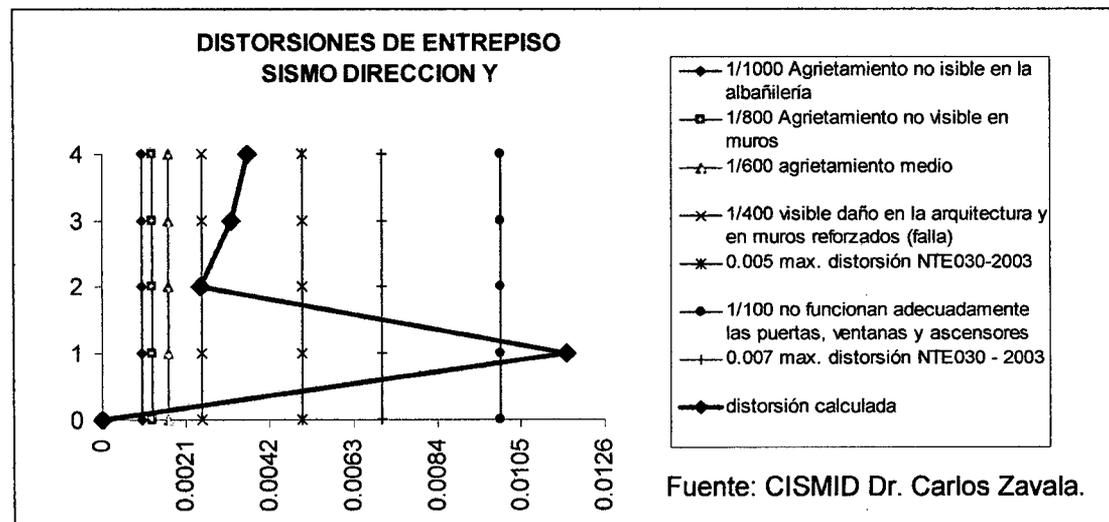


Fig. 6.43: Desplazamientos máximos en Y. Edificio G4.



Fuente: CISMID Dr. Carlos Zavala.

Fig. 6.44: Distorsiones máximas en Y. Edificio G4.

En ambas direcciones se excede el límite de 0.7% permitido para estructuras de concreto en el primer nivel de la edificación, esto se debe a que el edificio presenta irregularidad del tipo piso blando.

Verificación del Refuerzo en Vigas

Se tomó 2.5 cm. de recubrimiento en todas las vigas del cuarto nivel y 4cm en las demás vigas. En esta sección se verifican los momentos al centro de la luz libre de las vigas principales del edificio y en el cuadro se muestran solo los resultados de las vigas más cargadas con la demanda más desfavorable.

Cuadro 6.34: Verificación del refuerzo en vigas. Edificio G4.

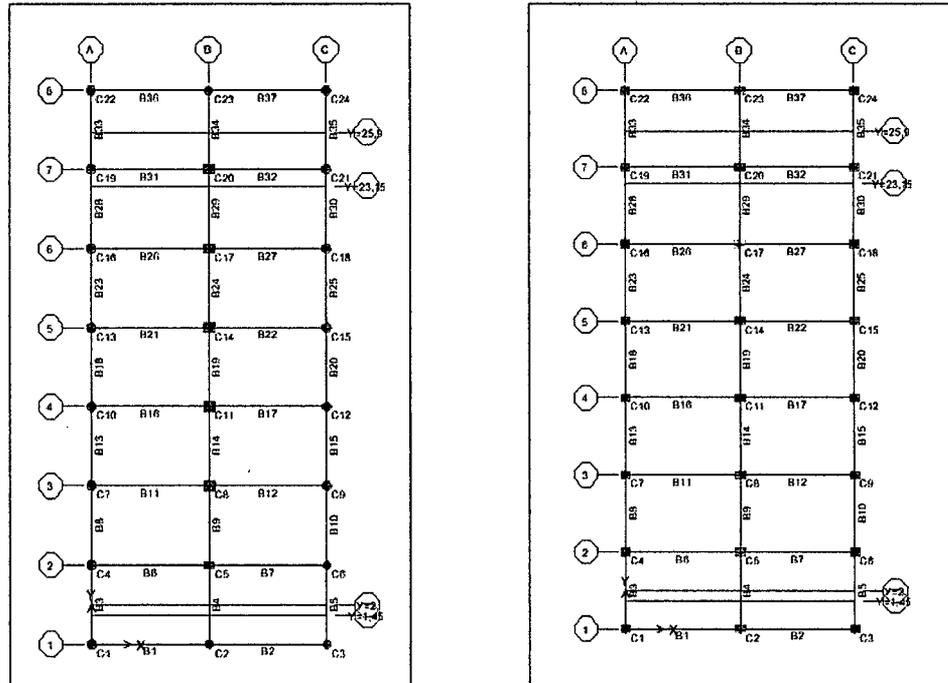
PISO	b (cm)	h (cm)	L (cm)	d (cm)	f _c (kg/cm ²)	f _y (kg/cm ²)	# fierros tensión	φ (cm)	ρ	ρ _b	tipo de falla
1	26	70	600	65.95	210	2800	3	1.90	0.0050	0.037	falla dúctil
2	26	70	600	65.95	210	2800	3	1.90	0.0050	0.037	falla dúctil
3	26	60	600	55.95	210	2800	3	1.90	0.0058	0.037	falla dúctil
4	30	60	600	55.95	210	4200	3	1.90	0.0051	0.037	falla dúctil

PISO	cuantía máxima 0.5ρ _b	cuantía mínima	control de deflexiones h>=L/16	relación b/h>= 0.3	capacidad φMu (t-m ²)	Demanda M3-3 (t-m ²)	ratio (demanda/capacidad)
1	conforme	conforme	conforme	conforme	13.39	14.64	1.09
2	conforme	conforme	conforme	conforme	13.39	14.75	1.10
3	conforme	conforme	conforme	conforme	11.25	9.39	0.83
4	conforme	conforme	conforme	conforme	17.33	8.19	0.47

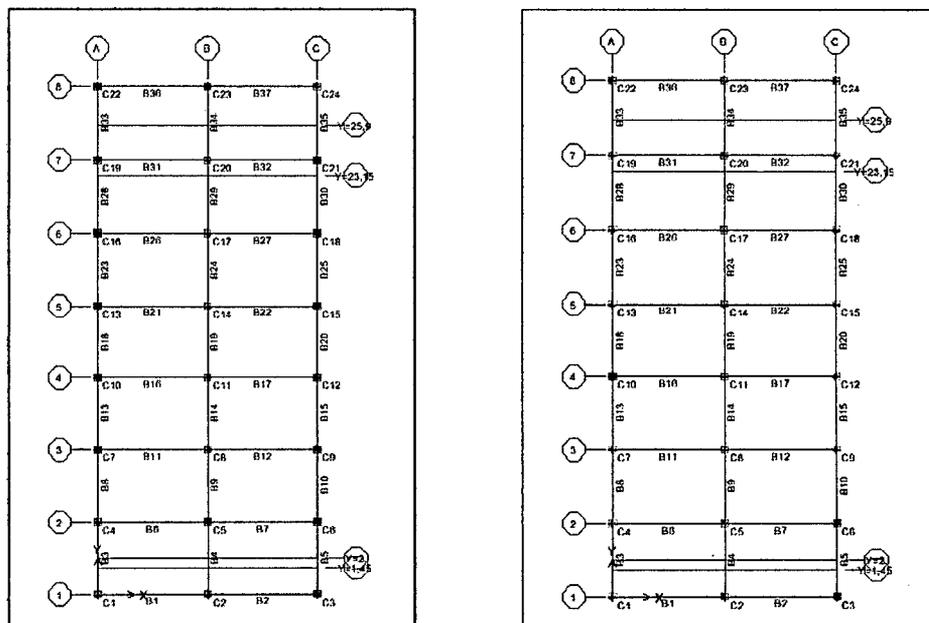
Los resultados muestran que la demanda para la viga del piso 1 y 2, específicamente la viga del eje 3, excede en un 10% su capacidad. Esto solo para la demanda del combo 4, el más desfavorable en este caso.

Verificación del refuerzo en columnas

A continuación se presentan en rojo aquellas columnas cuya capacidad es menor que la demanda propuesta por la norma.



(a) Columnas del edificio G4, primer y segundo nivel.



(b) Columnas del edificio G4, tercer y cuarto nivel.

Ratio capacidad/demanda:



Fig. 6.45: Verificación de refuerzo por flexocompresión y corte en columnas.

Edificio G4.

La siguiente tabla muestra la combinación para la que sucede la falla. En este edificio las columnas presentarían falla dúctil.

Cuadro 6.35: Verificación del refuerzo en columnas. Edificio G4.

Piso	Columna	Sección tipo	Ubicación según ejes	Falla en	Fuerza Axial* P(t.)	M2-Mx t-m	M3-My t-m	Capacity Ratio
1	C1	CP	1-A	COMB8	82.6	-18.9	-8.5	2.2
1	C2	CQ	1-B	COMB5	105.7	-1	-8.4	1.4
1	C3	CQ	1-C	COMB5	60.7	-3.3	8.0	1.4
1	C4	CP	2-A	COMB8	66.6	-20.2	-6.7	2.1
1	C5	CS	2-B	COMB8	73.6	-9.4	-6.9	1.8
1	C6	CQ	2-C	COMB6	86.7	8.2	2.0	1.3
1	C7	CP	3-A	COMB8	42.7	-20.1	-4.6	2.0
1	C8	CR	3-B	COMB8	66.7	-31.5	-11.5	3.1
1	C9	CP	3-C	COMB8	48.8	-17.8	5.0	1.7
1	C10	CP	4-A	COMB8	44.5	-20.3	-2.8	2.0
1	C11	CR	4-B	COMB8	31.2	-31.2	-6.5	3.0
1	C12	CP	4-C	COMB8	17.9	-17.9	3.2	1.7
1	C13	CP	5-A	COMB8	20.0	-20.0	-0.8	2.0
1	C14	CR	5-B	COMB8	47.5	30.8	2.8	3.1
1	C15	CP	5-C	COMB8	38.5	-18.0	-0.2	1.7
1	C16	CP	6-A	COMB8	42.6	20.3	2.3	2.0
1	C17	CR	6-B	COMB8	62.7	30.6	5.4	3.0
1	C18	CP	6-C	COMB8	42.8	18.0	-1.2	1.7
1	C19	CP	7-A	COMB8	47.9	-20.2	-4.2	2.0
1	C20	CR	7-B	COMB8	63.1	-31.6	-10.7	3.3
1	C21	CP	7-C	COMB8	45.2	-18.0	-3.2	1.7
1	C22	CP	8-A	COMB7	-13.2	5.4	16.2	2.2
1	C23	CQ	8-B	COMB6	90.9	7.7	2.5	1.2
1	C24	CP	8-C	COMB7	78.4	6.7	17.0	2.0
2	C1	CT	1-A	COMB8	55.3	11.1	5.0	1.3
2	C7	CT	3-A	COMB6	29.6	-11.5	-2.9	1.5
2	C10	CT	4-A	COMB8	28.8	11.0	2.3	1.2
2	C13	CT	5-A	COMB8	22.0	-11.4	-0.5	1.3
2	C14	CU	5-B	COMB8	33.5	13.0	1.3	1.4
2	C15	CT	5-C	COMB8	26.2	-10.0	1.5	1.1
2	C16	CT	6-A	COMB8	27.7	10.9	1.9	1.2
2	C19	CT	7-A	COMB8	29.8	10.8	2.2	1.2
2	C20	CU	7-B	COMB8	45.0	-12.0	-2.5	1.3
2	C22	CT	8-A	COMB8	41.4	11.4	-3.6	1.3

* (+) Fuerza de compresión

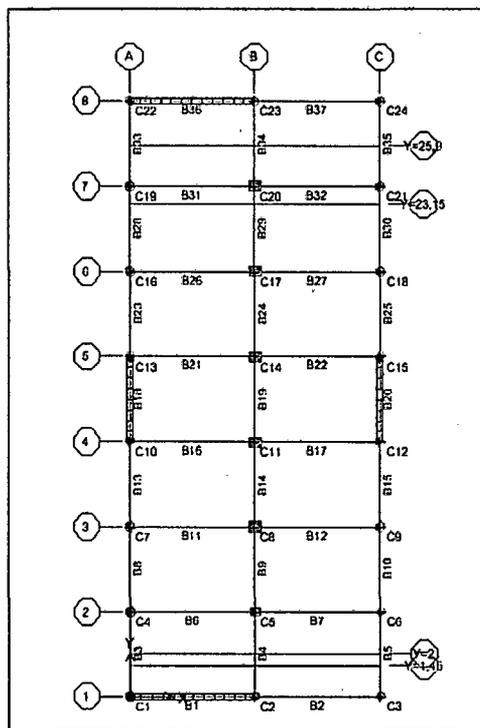
(-) Fuerza de tracción

Los resultados nos muestran que todas las columnas del primer piso estarían afectadas y algunas del segundo nivel en su mayoría del eje A.

Se sugiere incluir placas de concreto armado de 0.25m de espesor en:

- Los ejes 1 y 8, entre los tramos A y B
- Los ejes A y B entre los tramos 4 y 5.

A continuación se muestra la ubicación de estas placas y la verificación de las columnas por flexocompresión y corte en el sistema rigidizado.



Relación capacidad/demanda:

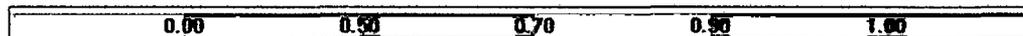


Fig. 6.46: Verificación de columnas del edificio G4, primer nivel.
Sistema Rigidizado.

Esfuerzos en la albañilería

La revisión de los muros de albañilería se realizó de acuerdo a las disposiciones de la norma E-070.

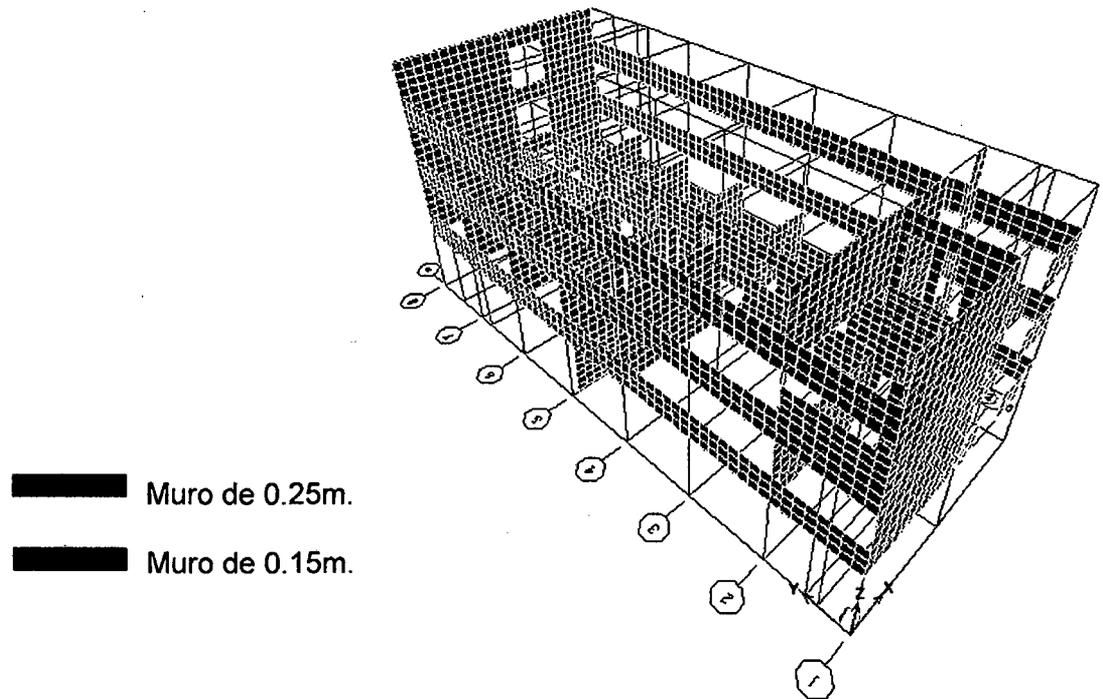


Fig. 6.47: Edificio G4, Vista de los muros incluidos en el modelo matemático.

Los muros de cada piso y cada eje fueron modelados como elemento “piers” en el programa ETABS.

Según el artículo 13.7 la resistencia por corte de la albañilería se calcula de la siguiente manera:

$$V'_m \leq \sqrt{f'_m} \quad V'_m = \sqrt{50} = 7.07 \text{ kg/cm}^2 = 70.7 \text{ t/m}^2$$

En el cuadro siguiente se muestran los resultados del análisis y la comparación con los esfuerzos admisibles tanto para sismos severos como para sismos moderados según especifica la norma.

Resultados para el sismo en X: Cuadro 6.36: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G4.

Story	Pier	Load	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY4	1-4B	SX	4.1	0.15	1.01	5.48	0.505	2.74	21.97255	conforme	conforme
STORY4	1-4	SX	6	0.25	1.32	6.95	0.66	3.475	53.3286	conforme	conforme
STORY4	A-4	SX	28	0.25	1.33	11.43	0.665	5.715	247.7559	conforme	conforme
STORY4	B-4	SX	2	0.25	2.31	2.35	1.155	1.175	18.2063	conforme	conforme
STORY4	C-4	SX	28	0.25	0.99	22.37	0.495	11.185	247.6777	conforme	conforme
STORY4	2-4	SX	10	0.25	1.13	26.67	0.565	13.335	88.6349	conforme	conforme
STORY4	8-4	SX	10	0.25	1.05	38.09	0.525	19.045	88.6165	conforme	conforme
STORY3	1-3B	SX	4.1	0.15	2	7.82	1.0	3.91	22.20025	conforme	conforme
STORY3	1-3	SX	6	0.25	5.59	27.6	2.795	13.8	54.3107	conforme	conforme
STORY3	A-3	SX	28	0.25	6.21	16.39	3.105	8.195	248.8783	conforme	conforme
STORY3	X2.1-3	SX	1.45	0.25	0.9	4.57	0.45	2.285	13.021375	conforme	conforme
STORY3	B-3	SX	3	0.25	2.2	6.46	1.1	3.23	27.0185	conforme	conforme
STORY3	C-3	SX	28	0.25	3.62	25.01	1.81	12.505	248.2826	conforme	conforme
STORY3	Y1.45-3	SX	3.9	0.25	0.33	12.27	0.165	6.135	34.54215	conforme	conforme
STORY3	2-3	SX	4	0.25	13.66	18.01	6.83	9.005	38.4918	conforme	conforme
STORY3	4-3	SX	3	0.25	0.67	12.4	0.335	6.2	26.6666	conforme	conforme
STORY3	8-3	SX	10	0.25	6.95	79.6	3.475	39.8	89.9735	conforme	conforme
STORY2	1-2	SX	6	0.25	11.31	28.42	5.655	14.21	55.6263	conforme	conforme
STORY2	1-2B	SX	4.1	0.15	3.19	7.79	1.595	3.895	22.47395	conforme	conforme
STORY2	A-2	SX	28	0.25	13.68	47.3	6.84	23.65	250.5964	conforme	conforme
STORY2	B-2	SX	20	0.25	12.84	12.68	6.42	6.34	179.7032	conforme	conforme
STORY2	X8.4-2	SX	17	0.25	22.56	8.41	11.28	4.205	155.4263	conforme	conforme
STORY2	C-2	SX	28	0.25	8.76	51.92	4.38	25.96	249.4648	conforme	conforme

Story	Pier	Load	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY2	2-2	SX	9.6	0.25	1.11	51.38	0.555	25.69	85.0953	conforme	conforme
STORY2	3-2	SX	3	0.25	3.56	8.7	1.78	4.35	27.3313	conforme	conforme
STORY2	4-2	SX	9	0.25	5.27	41.13	2.635	20.565	80.7496	conforme	conforme
STORY2	5-2	SX	9	0.25	4.25	30.42	2.125	15.21	80.515	conforme	conforme
STORY2	6-2	SX	9.6	0.25	5.97	53.23	2.985	26.615	86.2131	conforme	conforme
STORY2	7-2	SX	9.6	0.25	7.53	61.62	3.765	30.81	86.5719	conforme	conforme
STORY2	8-2	SX	10	0.25	1.41	54.22	0.705	27.11	88.6993	conforme	conforme
STORY1	X5.5-1	SX	12.75	0.25	47.69	13.6	23.845	6.8	123.646825	conforme	conforme
STORY1	5-1	SX	8	0.25	2.95	144.9	1.475	72.45	71.3785	no conforme	no conforme
STORY1	Y23.15-1	SX	2.9	0.25	60.82	48.04	30.41	24.02	39.61735	no conforme	no conforme

En este caso observamos que la mayoría de los pasan el control de fisuraciones y la comparación de cortantes. Esto se debería a que la mayoría de estos son de 0.25m de espesor.

Resultados para el sismo en Y: Cuadro 6.37: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje Y. Edificio G4.

Story	Pier	Load	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY4	1-4B	SY	4.1	0.15	1.21	2.92	0.605	1.46	22.01855	conforme	conforme
STORY4	1-4	SY	6	0.25	5.16	2.87	2.58	1.435	54.2118	conforme	conforme
STORY4	A-4	SY	28	0.25	1.14	98.65	0.57	49.325	247.7122	conforme	conforme
STORY4	B-4	SY	2	0.25	11.91	13.59	5.955	6.795	20.4143	conforme	conforme
STORY4	C-4	SY	28	0.25	0.25	87.31	0.125	43.655	247.5075	conforme	conforme
STORY4	2-4	SY	10	0.25	2.69	5.48	1.345	2.74	88.9937	conforme	conforme
STORY4	8-4	SY	10	0.25	2.01	3.57	1.005	1.785	88.8373	conforme	conforme
STORY3	1-3B	SY	4.1	0.15	2.27	3.69	1.135	1.845	22.26235	conforme	conforme
STORY3	1-3	SY	6	0.25	17.67	9.28	8.835	4.64	57.0891	conforme	conforme
STORY3	A-3	SY	28	0.25	0.92	117.83	0.46	58.915	247.6616	conforme	conforme
STORY3	X2.1-3	SY	1.45	0.25	0.85	4.29	0.425	2.145	13.009875	conforme	conforme
STORY3	B-3	SY	3	0.25	1.15	23.48	0.575	11.74	26.777	conforme	conforme
STORY3	C-3	SY	28	0.25	0.68	93.43	0.34	46.715	247.6064	conforme	conforme
STORY3	Y1.45-3	SY	3.9	0.25	0.52	13.86	0.26	6.93	34.58585	conforme	conforme
STORY3	2-3	SY	4	0.25	9.31	4.01	4.655	2.005	37.4913	conforme	conforme
STORY3	4-3	SY	3	0.25	0.73	2.26	0.365	1.13	26.6804	conforme	conforme
STORY3	8-3	SY	10	0.25	4.35	6.39	2.175	3.195	89.3755	conforme	conforme
STORY2	1-2	SY	6	0.25	8.96	11.72	4.48	5.86	55.0858	conforme	conforme
STORY2	1-2B	SY	4.1	0.15	3.13	3.83	1.565	1.915	22.46015	conforme	conforme
STORY2	A-2	SY	28	0.25	1.33	183.8	0.665	91.9	247.7559	conforme	conforme
STORY2	B-2	SY	20	0.25	7.78	184.92	3.89	92.46	178.5394	conforme	no conforme
STORY2	X8.4-2	SY	17	0.25	13.54	86.05	6.77	43.025	153.3517	conforme	conforme
STORY2	C-2	SY	28	0.25	2.75	152.76	1.375	76.38	248.0825	conforme	conforme

Story	Pier	Load	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY2	2-2	SY	9.6	0.25	3.02	19.64	1.51	9.82	85.5346	conforme	conforme
STORY2	3-2	SY	3	0.25	2.03	2.68	1.015	1.34	26.9794	conforme	conforme
STORY2	4-2	SY	9	0.25	3.57	8.2	1.785	4.1	80.3586	conforme	conforme
STORY2	5-2	SY	9	0.25	2.1	1.95	1.05	0.975	80.0205	conforme	conforme
STORY2	6-2	SY	9.6	0.25	1.76	5.87	0.88	2.935	85.2448	conforme	conforme
STORY2	7-2	SY	9.6	0.25	3.19	12.47	1.595	6.235	85.5737	conforme	conforme
STORY2	8-2	SY	10	0.25	5.97	17.06	2.985	8.53	89.7481	conforme	conforme
STORY1	X5.5-1	SY	12.75	0.25	83.94	67.37	41.97	33.685	131.984325	conforme	conforme
STORY1	5-1	SY	8	0.25	0.82	15.51	0.41	7.755	70.8886	conforme	conforme
STORY1	Y23.15-1	SY	2.9	0.25	67.5	20.97	33.75	10.485	41.15375	conforme	conforme

Al igual que en el eje X, los muros en el eje Y tendrían poco daño ante una demanda sísmica como propone la norma. Estos muros también tienen un espesor de 0.25m excepto los parapetos cerca de la escalera en el eje 1 piso 2, 3 y 4.

6.12 EVALUACION DEL EDIFICIO G5

Modelo

El modelo empleado para el análisis se construyó en base a los datos mencionados en los capítulos anteriores. Adicionalmente, Este edificio cuenta con placas de concreto armado de 0.25m de espesor en los ejes A, B, C y 5.

La altura de entrepiso del primer nivel es de 3.55m y 3.20 en el resto de pisos, los muros de todo el edificio son de 0.25m de espesor excepto los parapetos del eje 1.

El modelo matemático consta de 194 nudos, 6048 elementos tipo "frame" y 4639 elementos tipo "shell".

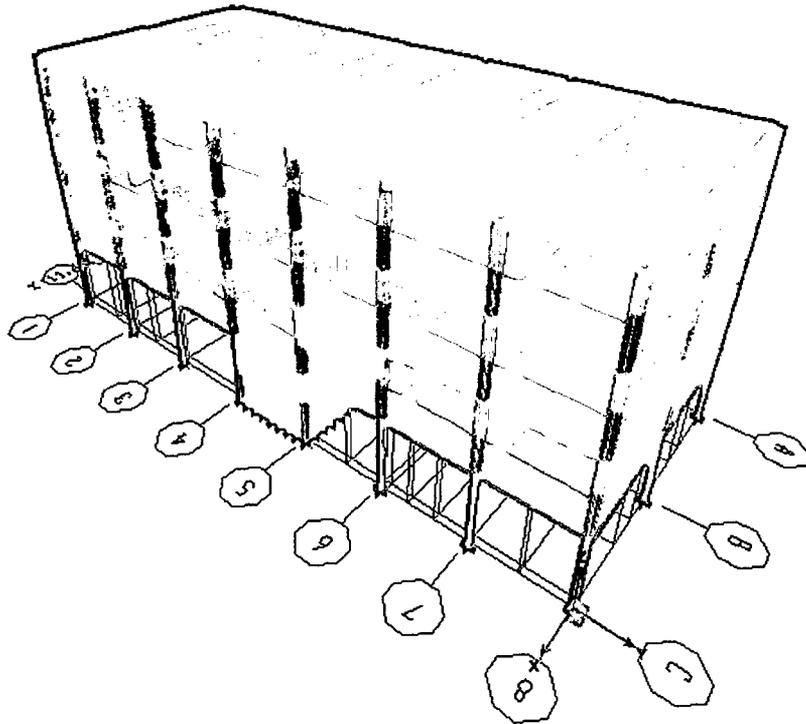


Fig. 6.48: Modelo matemático para el análisis del Edificio G5

Modos de vibración

Aquí se muestran los períodos naturales, así como las masas efectivas en cada dirección. Estos resultados se comparan con los obtenidos en los ensayos de microtrepidaciones para validar los modelos. La cercanía de los valores del microtremor con los valores calculados hace que se considere un modelo aceptable.

Cuadro 6.38: Período de vibración de la estructura. Edificio G5.

Modo	Período	Participación de masa (% del total)			Microtremor
		UX (%)	UY (%)	RZ (%)	
1	0.25	0.04	53.08	2.51	0.21
2	0.24	16.44	0.95	73.28	
3	0.19	63.27	0.05	16.41	0.18
4	0.13	0.03	29.25	0.17	
5	0.09	5.32	0.00	3.97	
6	0.07	10.55	0.31	2.88	
7	0.06	0.05	12.49	0.04	
8	0.04	2.72	0.06	0.13	
9	0.04	0.41	0.01	0.49	
10	0.03	0.19	3.53	0.01	
11	0.03	0.91	0.22	0.01	
12	0.03	0.08	0.06	0.09	
total		100.00	100.00	100.00	

Como se observa en el cuadro los períodos obtenidos con el modelo matemático tienen un valor cercano al obtenido con los ensayos de microtrepidaciones. Por tanto, el modelo matemático se considera calibrado.

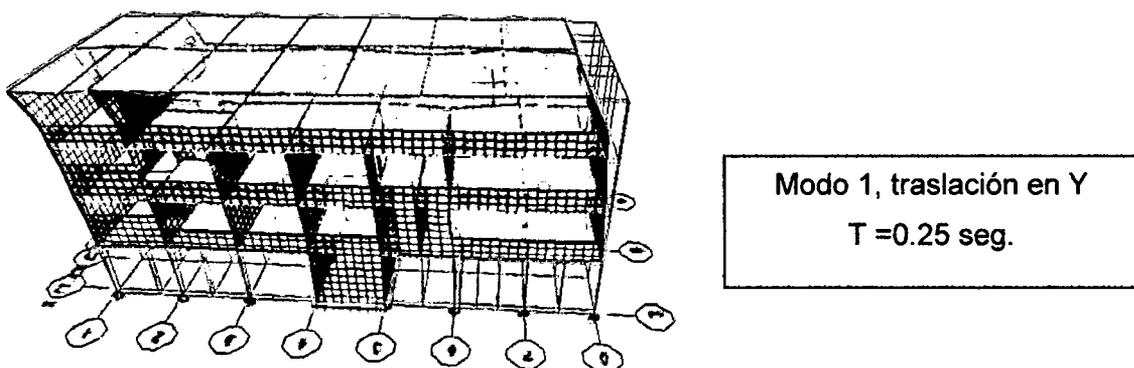
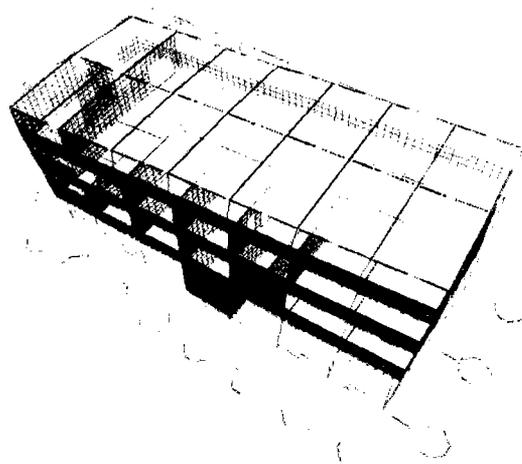
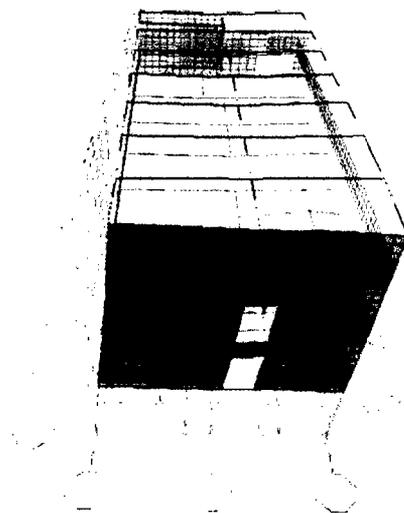


Fig. 6.49: Modo de vibración en el eje Y – Edificio G5



Modo 2, rotación en Z
T=0.24 seg.

Fig. 6.50: Modo de vibración en el eje Z – Edificio G5



Modo 3, traslación en X
T=0.19 seg.

Fig. 6.51: Modo de vibración en el eje X – Edificio G5

Estimación de Masas y Rigideces

En la tabla siguiente se indican las masas en cada nivel, la posición del centro de masas y del centro de rigidez (basándose en la distribución de fuerzas en altura resultante del análisis modal).

Cuadro 6.39: Centro de masas y rigideces. Edificio G5.

Piso	Masa	Centro de masa		Centro de rigidez		R	
		X	Y	X	Y	X (%)	Y (%)
1	39.82	6.06	13.98	6.41	15.89	1.1	6.0
2	43.18	6.14	13.89	6.53	15.03	1.2	3.6
3	37.42	6.18	13.73	6.69	15.16	1.6	4.5
4	23.69	6.08	13.72	6.40	15.12	1.0	4.4
Masa total	144.10	t-seg ² /m.					
Peso total	1412.21	t.					

En este caso, al ser el valor de R menor al 20%, se considera que esta estructura no tendrá problemas de torsión.

Cálculo del Espectro de Pseudo-Aceleraciones.

El espectro es calculado según los parámetros sísmicos estipulados en la Norma E030.

Z	U	S	g	R	Sistema dual Edificio Irregular
0.4	1.5	1	9.8	5.25	

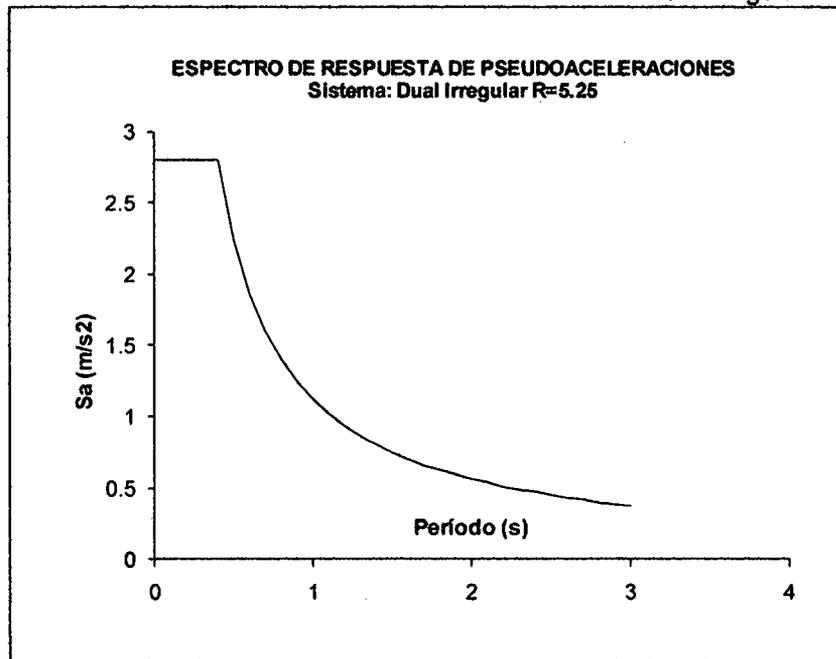


Fig. 6.52: Espectro de respuesta para ambas direcciones X e Y. Edificio G5.

Fuerzas Globales

Empleando las expresiones de la norma E030 para el análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes en ambas direcciones, y comparándolos en porcentaje con los resultados obtenidos del análisis dinámico modal espectral se tiene:

Cuadro 6.40: Fuerzas Globales. Edificio G5.

EJE	V(t)	V(t)	Porcentaje
	Dinámico	Estático	
X	210.37	302.62	69.52
Y	191.61	302.62	63.32

Se obtuvieron cortantes en la base en las direcciones X e Y menores que el 80% del cortante obtenido con las fórmulas de análisis estático.

Desplazamientos y distorsiones máximas estimadas

Antes de escalar los resultados obtenidos, se tomó nota de las distorsiones y los desplazamientos máximos en cada nivel.

Cuadro 6.41: Desplazamientos y distorsiones eje X. Edificio G5.

NIVEL	SISMO DIRECCIÓN X			
	desplazamientos (m)	distorsiones	desplazamientos (m) x 0.75R	distorsiones x 0.75R
4	0.0044	0.00034	0.0231	0.0018
3	0.0036	0.00039	0.0189	0.0020
2	0.0025	0.00038	0.0131	0.0020
1	0.0016	0.00046	0.0084	0.0024

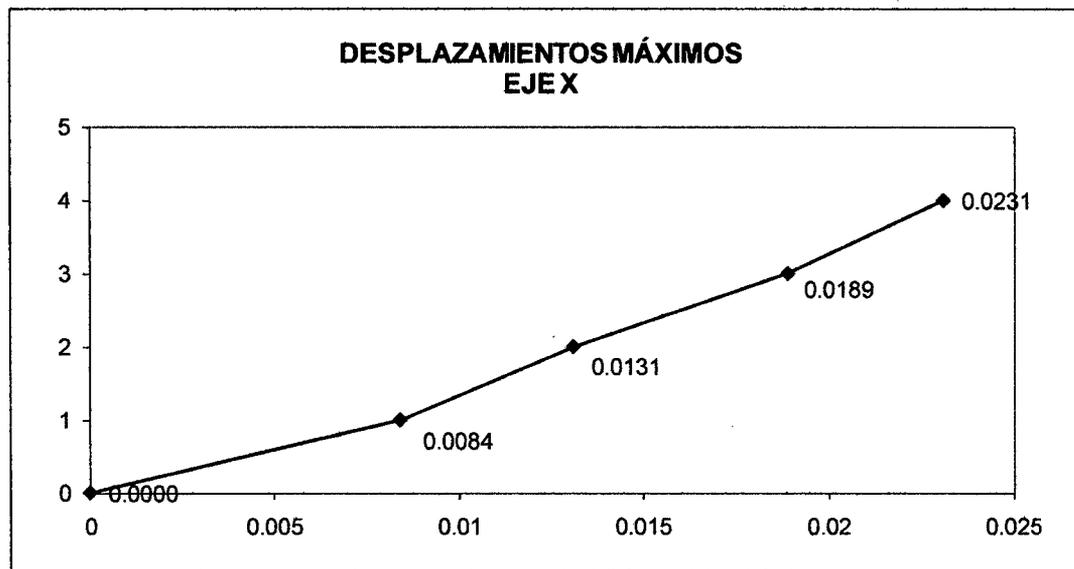


Fig. 6.53: Desplazamientos máximos en X. Edificio G5.

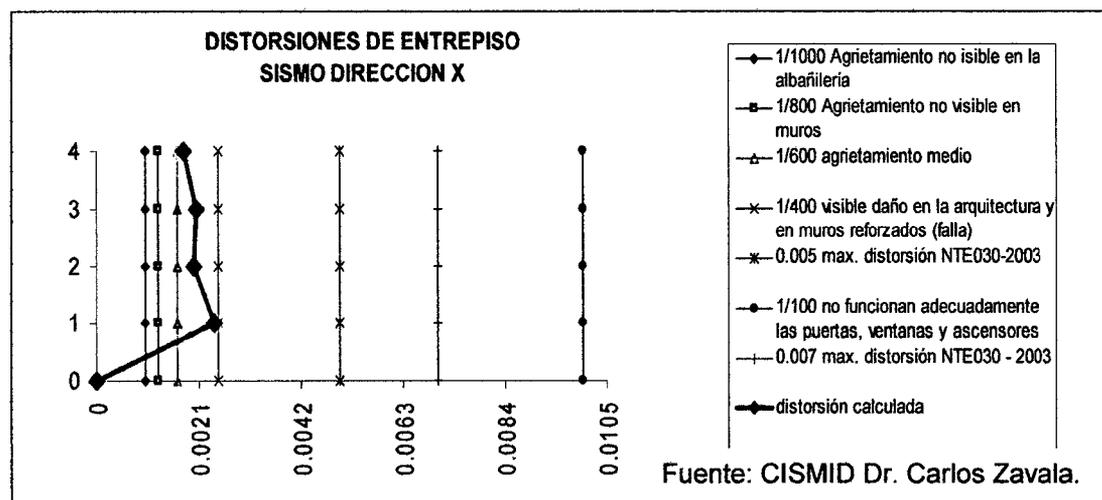


Fig. 6.54: Distorsiones máximas en X. Edificio G5.

Cuadro 6.42: Desplazamientos y distorsiones eje Y. Edificio G5.

NIVEL	SISMO DIRECCIÓN Y			
	desplazamientos (m)	distorsiones	desplazamientos (m) x 0.75R	distorsiones x 0.75R
4	0.006	0.0012	0.0315	0.0061
3	0.0026	0.0004	0.0137	0.0019
2	0.0015	0.0003	0.0079	0.0015
1	0.0006	0.0002	0.0032	0.0009

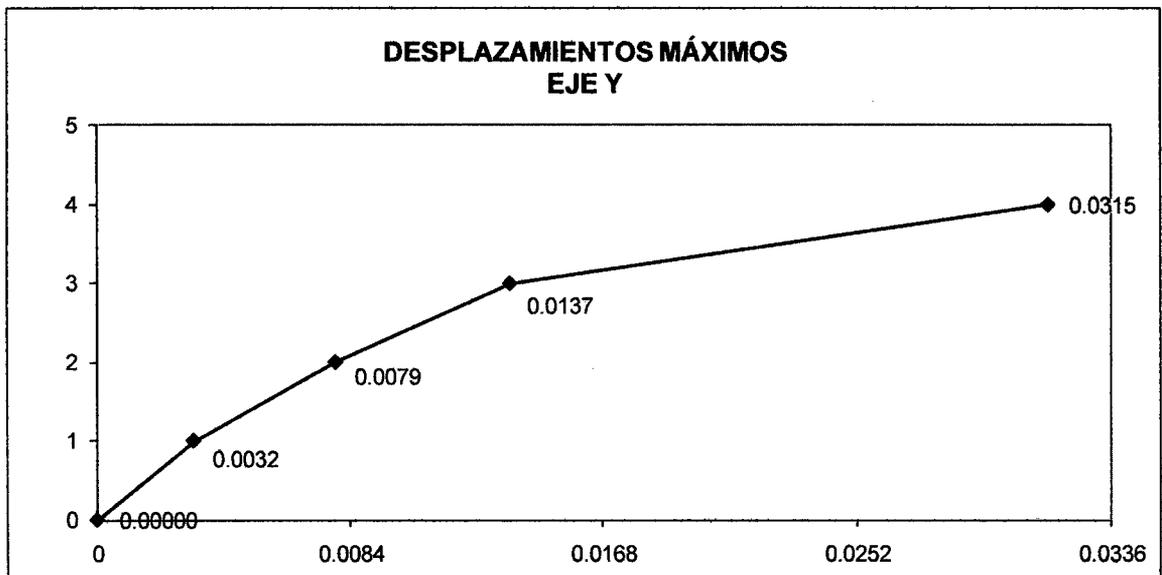


Fig. 6.55: Desplazamientos máximos en Y. Edificio G5.

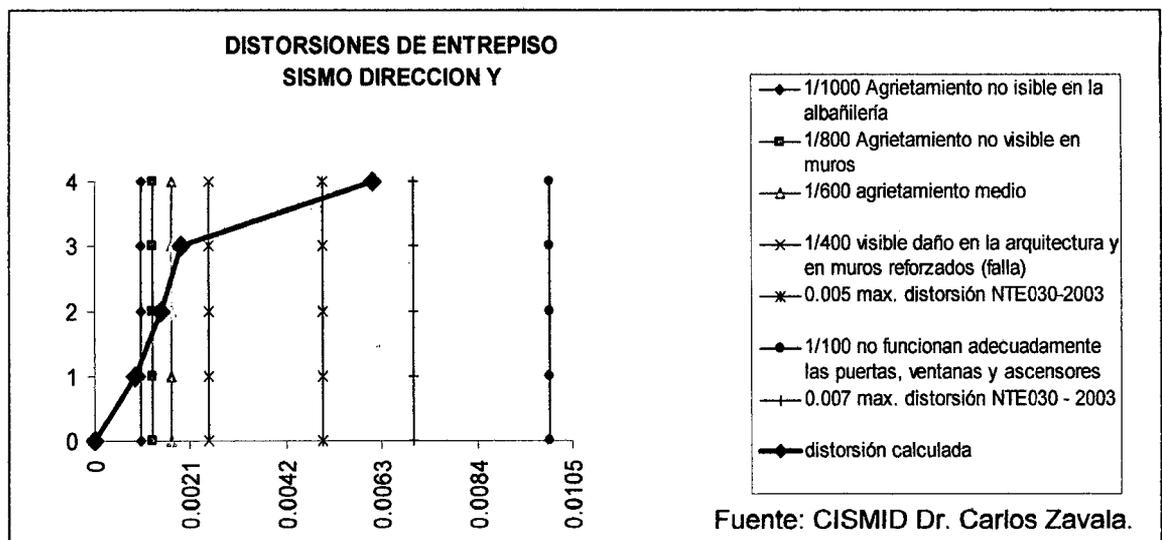


Fig. 6.56: Distorsiones máximas en Y. Edificio G5.

En la dirección Y, nivel 4 se excede el límite de 0.5% permitido para estructuras de albañilería.

Verificación del Refuerzo en Vigas

Se tomó 2.5 cm. de recubrimiento en todas las vigas del cuarto nivel y 4cm en las demás vigas. En esta sección se verifican los momentos al centro de la luz libre de las vigas principales del edificio.

Cuadro 6.43: Verificación del refuerzo en vigas. Edificio G5.

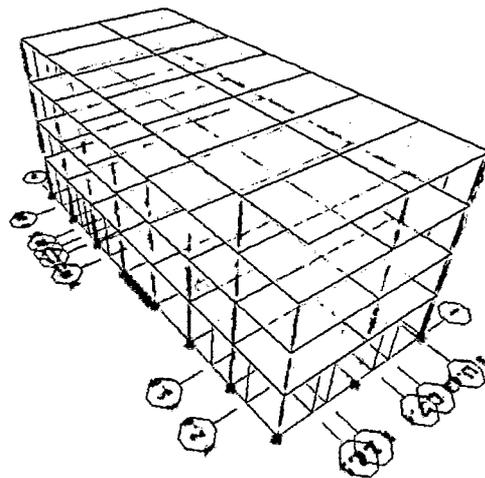
PISO	b (cm)	h (cm)	L (cm)	d (cm)	f _c (kg/cm ²)	f _y (kg/cm ²)	# fierros tensión	φ (cm)	ρ	ρ _b	tipo de falla
1	26	60	600	55.95	210	2800	3	1.90	0.0058	0.037	falla dúctil
2	26	60	600	55.95	210	2800	3	1.90	0.0058	0.037	falla dúctil
3	26	60	600	55.95	210	2800	3	1.90	0.0058	0.037	falla dúctil
4	30	60	600	55.95	210	4200	3	1.90	0.0051	0.037	falla dúctil

PISO	cuantía máxima 0.5ρ _b	cuantía mínima	control de deflexiones h>=L/16	relación b/h>= 0.3	capacidad φMu (t-m ²)	Demanda M3-3 (t-m ²)	ratio (demanda/capacidad)
1	conforme	conforme	conforme	conforme	11.25	9.07	0.81
2	conforme	conforme	conforme	conforme	11.25	8.91	0.79
3	conforme	conforme	conforme	conforme	11.25	10.05	0.89
4	conforme	conforme	conforme	conforme	17.33	8.54	0.49

Los resultados muestran que las vigas cuentan con suficiente refuerzo positivo para soportar la demanda propuesta.

Verificación del refuerzo en columnas

En este edificio la capacidad de las columnas capacidad es mayor que la demanda propuesta por la norma.



Relación capacidad/demanda:

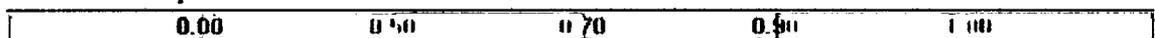


Fig. 6.57: Verificación de refuerzo por flexocompresión y corte en columnas.

Edificio G5

Esfuerzos en la albañilería

La revisión de los muros de albañilería se realizó de acuerdo a las disposiciones de la norma E-070.

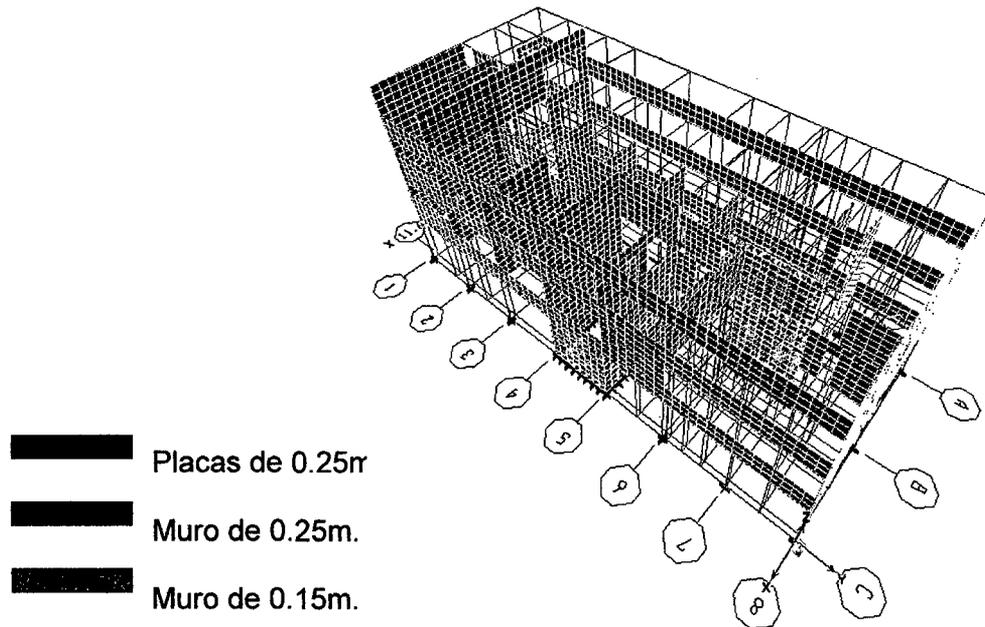


Fig. 6.58: Vista de los muros incluidos en el modelo matemático del edificio G5.

Los muros de cada piso y cada eje fueron modelados como elemento "piers" en el programa ETABS.

Según el artículo 13.7 la resistencia por corte de la albañilería se calcula de la siguiente manera:

$$V''_m \leq \sqrt{f'_m} \quad V'_m = \sqrt{50} = 7.07 \text{ kg/cm}^2 = 70.7 \text{ t/m}^2$$

En el cuadro siguiente se muestran los resultados del análisis y la comparación con los esfuerzos admisibles tanto para sismos severos como para sismos moderados según especifica la norma.

Resultados para el sismo en X: Cuadro 6.44: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G5.

Story	Pier	Load	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY4	A-4	SX	28	0.25	1.64	5.47	0.82	2.74	247.83	conforme	conforme
STORY4	B-4	SX	2.2	0.25	1.28	1.89	0.64	0.95	19.74	conforme	conforme
STORY4	C-4	SX	28	0.25	1.63	16.18	0.82	8.09	247.82	conforme	conforme
STORY4	1-4A	SX	4.3	0.15	0.46	5.89	0.23	2.95	22.91	conforme	conforme
STORY4	1-4	SX	6	0.25	1.18	7.14	0.59	3.57	53.30	conforme	conforme
STORY4	Y2.6-4	SX	2.8	0.25	1.06	1.12	0.53	0.56	24.99	conforme	conforme
STORY4	2-4	SX	10	0.25	3.3	28.48	1.65	14.24	89.13	conforme	conforme
STORY4	8-4	SX	12	0.25	5.08	41.34	2.54	20.67	107.22	conforme	conforme
STORY3	A-3	SX	28	0.25	3.61	13.11	1.81	6.56	248.28	conforme	conforme
STORY3	X2.5-3	SX	0.7	0.25	0.24	0.04	0.12	0.02	6.24	conforme	conforme
STORY3	B-3	SX	10.2	0.25	7.9	4.65	3.95	2.33	91.96	conforme	conforme
STORY3	X7.4-3	SX	3	0.25	3.05	2.26	1.53	1.13	27.21	conforme	conforme
STORY3	C-3	SX	28	0.25	12.59	18.43	6.30	9.22	250.35	conforme	conforme
STORY3	1-3A	SX	4.3	0.15	1.65	7.49	0.83	3.75	23.18	conforme	conforme
STORY3	1-3	SX	6	0.25	1.58	23.94	0.79	11.97	53.39	conforme	conforme
STORY3	Y2.6-3	SX	3.9	0.25	4.34	5.37	2.17	2.69	35.46	conforme	conforme
STORY3	2-3	SX	3	0.25	1.82	4.16	0.91	2.08	26.93	conforme	conforme
STORY3	3-3	SX	4.6	0.25	2.67	15.32	1.34	7.66	41.27	conforme	conforme
STORY3	4-3	SX	6	0.25	3.46	26.19	1.73	13.10	53.82	conforme	conforme
STORY3	5-3	SX	4	0.25	2.08	6.68	1.04	3.34	35.83	conforme	conforme
STORY3	6-3	SX	6	0.25	1.95	35.21	0.98	17.61	53.47	conforme	conforme
STORY3	Y22.5-3	SX	2.5	0.25	0.66	0.75	0.33	0.38	22.25	conforme	conforme
STORY3	7-3	SX	2.5	0.25	1.88	2.54	0.94	1.27	22.53	conforme	conforme

Story	Pier	Load	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY3	8-3	SX	11	0.25	1.92	50.4	0.96	25.20	97.65	conforme	conforme
STORY2	A-2	SX	28	0.25	12.04	13.72	6.02	6.86	250.22	conforme	conforme
STORY2	X3.6-2	SX	21	0.25	10.53	9.82	5.27	4.91	188.01	conforme	conforme
STORY2	B-2	SX	14	0.25	12.04	1.8	6.02	0.90	126.49	conforme	conforme
STORY2	X8.8-2	SX	1.4	0.25	0.2	1.93	0.10	0.97	12.42	conforme	conforme
STORY2	C-2	SX	28	0.25	28.85	28.96	14.43	14.48	254.09	conforme	conforme
STORY2	1-2A	SX	4.3	0.15	2.82	5.78	1.41	2.89	23.45	conforme	conforme
STORY2	1-2	SX	6	0.25	1.02	17.92	0.51	8.96	53.26	conforme	conforme
STORY2	Y2.6-2	SX	3.9	0.25	0.42	2.02	0.21	1.01	34.56	conforme	conforme
STORY2	2-2	SX	10	0.25	2.26	35.16	1.13	17.58	88.89	conforme	conforme
STORY2	Y5.8-2	SX	1.4	0.25	0.03	0.01	0.02	0.01	12.38	conforme	conforme
STORY2	3-2	SX	8.8	0.25	1.86	25.38	0.93	12.69	78.20	conforme	conforme
STORY2	4-2	SX	8.8	0.25	4.33	32.42	2.17	16.21	78.77	conforme	conforme
STORY2	5-2	SX	9.6	0.25	2.4	43.24	1.20	21.62	85.39	conforme	conforme
STORY2	Y18.2-2	SX	6	0.25	0.44	15.82	0.22	7.91	53.13	conforme	conforme
STORY2	Y22.5-2	SX	2.5	0.25	0.11	0.75	0.06	0.38	22.12	conforme	conforme
STORY2	7-2	SX	2.5	0.25	0.79	4.69	0.40	2.35	22.28	conforme	conforme
STORY2	8-2	SX	11	0.25	5.61	69.82	2.81	34.91	98.50	conforme	conforme
STORY1	4-1	SX	8.4	0.25	25.88	43.69	12.94	21.85	80.19	conforme	conforme
STORY1	Y20.3-1	SX	0.4	0.25	0.17	0.2	0.09	0.10	3.57	conforme	conforme
STORY1	Y21.3-1	SX	2.4	0.25	14.85	8.49	7.43	4.25	24.63	conforme	conforme
STORY1	Y22.5-1	SX	0.8	0.25	0.6	0.29	0.30	0.15	7.21	conforme	conforme

En este caso observamos que todos los elementos pasan el control de fisuraciones y la comparación de cortantes. Esto se debería a que la mayoría de estos son de 25cm de espesor.

Resultados para el sismo en Y: Cuadro 6.45: Verificación de esfuerzos en la albañilería eje X. Edificio G5.

Nivel	Pier	Carga	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY4	A-4	SY	28	0.25	0.24	63.13	0.12	31.57	247.51	conforme	conforme
STORY4	B-4	SY	2.2	0.25	8.21	19.15	4.11	9.58	21.33	conforme	conforme
STORY4	C-4	SY	28	0.25	0.76	62.71	0.38	31.36	247.62	conforme	conforme
STORY4	1-4A	SY	4.3	0.15	0.52	1.32	0.26	0.66	22.92	conforme	conforme
STORY4	1-4	SY	6	0.25	6.52	3.98	3.26	1.99	54.52	conforme	conforme
STORY4	Y2.6-4	SY	2.8	0.25	9.7	4.09	4.85	2.05	26.98	conforme	conforme
STORY4	2-4	SY	10	0.25	5.47	5.46	2.74	2.73	89.63	conforme	conforme
STORY4	8-4	SY	12	0.25	3.67	6.86	1.84	3.43	106.89	conforme	conforme
STORY3	A-3	SY	28	0.25	0.91	37.38	0.46	18.69	247.66	conforme	conforme
STORY3	X2.5-3	SY	0.7	0.25	0.12	0.06	0.06	0.03	6.21	conforme	conforme
STORY3	B-3	SY	10.2	0.25	6.12	61.43	3.06	30.72	91.55	conforme	conforme
STORY3	X7.4-3	SY	3	0.25	1.3	9.81	0.65	4.91	26.81	conforme	conforme
STORY3	C-3	SY	28	0.25	2	39.2	1.00	19.60	247.91	conforme	conforme
STORY3	1-3A	SY	4.3	0.15	1.19	1.72	0.60	0.86	23.07	conforme	conforme
STORY3	1-3	SY	6	0.25	10.12	6.54	5.06	3.27	55.35	conforme	conforme
STORY3	Y2.6-3	SY	3.9	0.25	7.31	2.05	3.66	1.03	36.15	conforme	conforme
STORY3	2-3	SY	3	0.25	1.62	1.08	0.81	0.54	26.89	conforme	conforme
STORY3	3-3	SY	4.6	0.25	4.23	2.82	2.12	1.41	41.63	conforme	conforme
STORY3	4-3	SY	6	0.25	0.54	5.53	0.27	2.77	53.15	conforme	conforme
STORY3	5-3	SY	4	0.25	5.96	3.89	2.98	1.95	36.72	conforme	conforme
STORY3	6-3	SY	6	0.25	1.65	15.99	0.83	8.00	53.40	conforme	conforme
STORY3	Y22.5-3	SY	2.5	0.25	0.23	0.38	0.12	0.19	22.15	conforme	conforme
STORY3	7-3	SY	2.5	0.25	0.63	0.7	0.32	0.35	22.24	conforme	conforme

Nivel	Pier	Carga	L (m)	t (m)	Sismo severo		Sismo moderado		Vm (t.) Resistencia al corte	control de fisuración Vmod.<=0.55Vm	comparación Vsevero<=Vm
					P	V severo.	P	V moderado			
STORY3	8-3	SY	11	0.25	6.72	15.73	3.36	7.87	98.76	conforme	conforme
STORY2	A-2	SY	28	0.25	1.42	26.34	0.71	13.17	247.78	conforme	conforme
STORY2	X3.6-2	SY	21	0.25	7.02	58.79	3.51	29.40	187.20	conforme	conforme
STORY2	B-2	SY	14	0.25	11.13	35.7	5.57	17.85	126.28	conforme	conforme
STORY2	X8.8-2	SY	1.4	0.25	0.16	2.44	0.08	1.22	12.41	conforme	conforme
STORY2	C-2	SY	28	0.25	3.78	53.89	1.89	26.95	248.32	conforme	conforme
STORY2	1-2A	SY	4.3	0.15	2.03	1.49	1.02	0.75	23.27	conforme	conforme
STORY2	1-2	SY	6	0.25	5.75	6.68	2.88	3.34	54.35	conforme	conforme
STORY2	Y2.6-2	SY	3.9	0.25	0.36	1.82	0.18	0.91	34.55	conforme	conforme
STORY2	2-2	SY	10	0.25	1.41	7.61	0.71	3.81	88.70	conforme	conforme
STORY2	Y5.8-2	SY	1.4	0.25	0.26	0.06	0.13	0.03	12.43	conforme	conforme
STORY2	3-2	SY	8.8	0.25	1.26	6.61	0.63	3.31	78.06	conforme	conforme
STORY2	4-2	SY	8.8	0.25	0.91	4.09	0.46	2.05	77.98	conforme	conforme
STORY2	5-2	SY	9.6	0.25	5.08	9.53	2.54	4.77	86.01	conforme	conforme
STORY2	Y18.2-2	SY	6	0.25	2.45	4.66	1.23	2.33	53.59	conforme	conforme
STORY2	Y22.5-2	SY	2.5	0.25	0.05	0.27	0.03	0.14	22.11	conforme	conforme
STORY2	7-2	SY	2.5	0.25	0.14	1.26	0.07	0.63	22.13	conforme	conforme
STORY2	8-2	SY	11	0.25	6.29	14.17	3.15	7.09	98.66	conforme	conforme
STORY1	4-1	SY	8.4	0.25	10.59	9.64	5.30	4.82	76.67	conforme	conforme
STORY1	Y20.3-1	SY	0.4	0.25	0.04	0.04	0.02	0.02	3.54	conforme	conforme
STORY1	Y21.3-1	SY	2.4	0.25	5.36	3.77	2.68	1.89	22.44	conforme	conforme
STORY1	Y22.5-1	SY	0.8	0.25	4.04	0.65	2.02	0.33	8.00	conforme	conforme

Al igual que en el eje X observamos que todos los elementos pasan el control de figuraciones y la comparación de cortantes.

CAPITULO 7

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

7.1 INTRODUCCIÓN

La Vulnerabilidad sísmica está asociada a la condición intrínseca de los elementos o componentes estructurales de una edificación, a sufrir daño debido a un sismo, lo que se ha llamado “daño sísmico estructural”. El mismo comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte integrante del sistema resistente o estructura de la Edificación.

El nivel de daño que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como local de la estructura. Está relacionado con la calidad de los esquemas resistentes y obviamente, con las cargas actuantes. La naturaleza y grado de daño estructural pueden ser descritos en términos cualitativos o cuantitativos, y constituye un aspecto de primordial importancia para verificar el

nivel de deterioro de una edificación, así como su situación relativa con respecto al colapso estructural, que representa una situación límite donde se compromete la estabilidad del sistema.

En este capítulo se recopila en forma sistemática los resultados encontrados en la evaluación estructural para analizarlos y entender el posible comportamiento de las estructuras en caso de un sismo. Para este análisis se ha tomado como referencia los límites de control y recomendaciones mínimas que el Reglamento Nacional de Edificaciones establece en las Normas E020, E030, E060 y E070.

7.2 EDIFICIO G1

7.2.1 EL EDIFICIO COMO SISTEMA

Ruta de la carga. El sistema estructural del edificio G1 es considerado como albañilería confinada. Las cargas impuestas a la edificación son cargas aplicadas a la losa de entrepiso y transferidas hacia la cimentación por una combinación de columnas, vigas y muros.

Edificios adyacentes. El edificio colinda con G2 y está separado de este por una junta de 7cm de espesor que es mayor que los requisitos establecidos en el acápite 15.2 de la Norma E030:

- 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos en el último nivel de ambos edificios: $2/3(2.2 + 3.4) = 2.2\text{cm}$. (ver fig. 24 y fig. 35).
- mayor que 3cm.
- mayor que $3+0.004(h-500)=4.8\text{cm}$.

Mezanines. La estructura no presenta mezanines.

Irregularidades. De masa: El cambio en la masa efectiva del piso 2 al piso 3 es mayor que el 50% establecido en la Norma. Ver cuadro 6.3.

Discontinuidad en los sistemas resistentes: Los muros no continúan en el mismo eje en toda la altura.

Torsión. La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez es menor que el 20 % del ancho del edificio en cada dirección. Ver cuadro 6.3. Adicionalmente el análisis modal revela que los dos primeros son principalmente de traslación.

Deterioro del concreto: Se observó exposición y corrosión del acero longitudinal en la sección inferior de la columna en la intersección de los ejes A y 9 del primer piso.

Unidades de albañilería. No se observó deterioro visible de las unidades de albañilería.

Juntas en la albañilería. No se observó áreas del mortero de la albañilería erosionadas.

Grietas en los muros de relleno. No se observaron grietas mayores a 2mm en los muros de relleno. Podría ser por que estos se encuentran en mantenimiento constante.

Grietas en columnas limites de muros. No se observaron grietas en columnas de concreto en la unión con muros de albañilería.

Distorsiones máximas. Las distorsiones máximas en ambas direcciones calculadas en el capítulo 6 no exceden el límite de 0.5% permitido en la Norma E030. Ver cuadros 6.5 y 6.6. En la figura fig. 6.18 podemos apreciar que las distorsiones máximas esperadas en la dirección X no sobrepasan 1/600 que correspondería a un agrietamiento medio visible en muros de albañilería. En tanto que para el eje Y, fig. 6.20, se podría esperar un daño visible en algunos muros.

7.2.2 SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES

Redundancia. El número de ejes paralelos a la dirección X es 3 y el número de ejes paralelos en la dirección Y es 9. Un número de ejes mayor o igual a 2 en cada dirección es recomendable para que las estructuras alcancen un mejor desempeño sísmico. La redundancia asegurará que si un elemento del sistema resistente a fuerzas laterales falla por alguna razón, existirá otros elementos que pueden proveer resistencia. Además la redundancia provee múltiples ubicaciones para los puntos de fluencia, mejora la ductilidad y la absorción de energía.

Muros interfiriendo. En el diseño original del edificio se consideró un sistema de pórticos pero, en la realidad, los muros de relleno no se encuentran separados de las columnas por lo que se considera que las fuerzas son resistidas por una combinación de pórticos y muros de albañilería, en los

primeros pisos de 0.25m de espesor y en el último nivel de 0.15m. Estos muros brindan rigidez lo cual se traduce en un mejor control de distorsiones.

Diafragma rígido. El sistema resistente a fuerzas laterales está conformado por elementos columnas, vigas y losa, la cual ha sido considerada en los cálculos como diafragma rígido dado que la relación de aspecto largo-ancho es menor que 4.

$$\frac{L}{A} = \frac{32}{12} = 2.6 \leq 4$$

El diafragma rígido actúa como elemento integrador de columnas, vigas y muros y compatibiliza los desplazamientos laterales.

Columnas cortas. Existen a lo largo del eje A, parapetos de 1.13m de altura que están acortando la columna a 1.17m.

Acero en vigas y columnas: Dado que no se consiguieron planos estructurales, la cantidad de acero en vigas y columnas fue adquirida mediante los procedimientos descritos en la sección 2.4 no pudiendo verificarse la longitud de empalme, la cantidad, espaciado y diámetro de estribos así como la longitud y ángulo de los ganchos de estribos. Se asume que los estribos están separados cada 20cm constante en toda la longitud y que no existe refuerzo especial en los nudos limitándose de este modo la capacidad de ductilidad de la estructura.

En general se consideró un $R=2.25$.

Conexiones de los muros. Todos los muros de relleno tienen conexión con los pórticos por lo que se asume que los muros de relleno actuarán como un puntal a compresión para resistir las fuerzas laterales en su plano. Este puntal se desarrollará en la dirección diagonal de esquina a esquina. Si los muros se separan de las columnas debido a acciones fuera del plano, la resistencia y la rigidez del sistema serán determinadas específicamente por los pórticos, los cuales no tienen el detallamiento adecuado para resistir fuerzas sísmicas, dando como resultado daños severos o colapso parcial debido a distorsiones excesivas o posibles efectos p-delta.

Muros sólidos. Los muros de relleno en el eje B presentan aberturas para las puertas. Esta condición concentra los esfuerzos cortantes en las esquinas, lo cual representa peligro de desplome y degradación de la resistencia y rigidez del sistema.

7.2.3 CONEXIONES

Entre columnas de concreto y cimentación. Todas las columnas de concreto se encuentran embebidas en la cimentación. Se considera que los elementos embebidos son capaces de desarrollar la capacidad de tensión de la columna. La ausencia de conexiones adecuadas de la columna con la cimentación permitiría que la columna se levante o se deslice fuera de su soporte lo cual limita la capacidad de la columna de soportar cargas verticales o resistir fuerzas laterales.

Transferencia de carga del diafragma a los muros. En el caso de edificios con pórticos y muros de albañilería de relleno, el desempeño sísmico depende de la interacción entre los pórticos y los muros. La ruta de la carga entre el diafragma y los muros de relleno es sobre todo por los elementos del pórtico, los cuales hacen el papel de colectores. El criterio de evaluación va dirigido a la conexión entre el diafragma y los elementos del pórtico. Para este edificio se considera que esta conexión es adecuada.

7.2.4 DIAFRAGMAS

Aberturas y/o esquinas entrantes. Los diafragmas de los 3 niveles son losas aligeradas con una altura de 0.20m, con viguetas de 0.10m de ancho y losa de 0.05m de espesor y no presentan aberturas en toda el área ni esquinas entrantes.

Discontinuidad del diafragma. El diafragma no presenta discontinuidades abruptas o variaciones de rigidez. En los diafragmas con esquinas entrantes o formas del tipo E, T, X, L o C se pueden desarrollar grandes fuerzas de tensión y compresión y estos pueden no tener suficiente refuerzo para resistir estas fuerzas dando paso a daños localizados.

7.2.5 AMENAZAS GEOLÓGICAS DEL LUGAR

Licuación. El tipo de suelo encontrado no es susceptible a licuación y no hay presencia de nivel freático.

Falla de ladera. El lugar donde se encuentra el edificio no presenta peligro de que se produzca la caída de una ladera o rocas por las fuerzas inducidas por un sismo.

Ruptura de falla superficial. Una ruptura de la superficie y desplazamientos superficiales en el edificio no son esperados.

Cercanía a masas de roca. El edificio se encuentra a aproximadamente 130m del Cerro de la UNI. Según mediciones recientes de movimientos sísmicos con la red acelerográfica de la Universidad de Ingeniería, se ha podido encontrar que la cercanía con masas grande de rocas amplifica las ondas sísmicas.

7.2.6 CONDICIONES DE LAS CIMENTACIONES

Desempeño de la cimentación. No hay evidencia de movimientos excesivos de la cimentación tales como asentamientos o levantamientos que podrían afectar la integridad de la resistencia de la estructura.

Deterioro. No hay evidencias que los elementos de la cimentación han sido deteriorados debido a corrosión, ataque de sulfatos, material orgánico, u otras razones en un modo que pudiera afectar la resistencia de la estructura.

7.3 EDIFICIO G2

7.3.1 EL EDIFICIO COMO SISTEMA

Ruta de la carga. El sistema estructural del edificio G2 es pórticos de concreto armado. Las cargas impuestas a la edificación son cargas a la losa de entrecimso y transferidas hacia la cimentación por una combinación de columnas y vigas.

Edificios adyacentes. El edificio colinda con G1 y G3 y está separado de estos por una junta de 7cm de espesor que es mayor que los requisitos establecidos en el acápite 15.2 de la Norma E030:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos en el último nivel de ambos edificios: $2/3(3.2+2.2) = 3.6\text{cm}$. (ver fig. 35 y fig. 47).
- mayor que 3cm
- mayor que $3+0.004(h-500)=4.8\text{cm}$

Mezanines. La estructura no presenta mezanines.

Irregularidades. De rigidez: presenta piso blando. En cada dirección de análisis, la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte (columnas y muros) del primer piso, es menor que el 85% de la correspondiente suma para el 2do piso. Esto debido a que en el primer piso (hall de civiles) no se encuentra la misma densidad de muros que en el segundo piso (aulas).

Irregularidad Geométrica: Presenta irregularidad en la geometría vertical. La dimensión en planta de los elementos resistentes a las cargas laterales del segundo piso es mayor que 130% de la correspondiente dimensión del piso 1.

Discontinuidad en los sistemas resistentes: Los muros no continúan en el mismo eje en toda la altura.

Torsión. La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez es menor que el 20 % del ancho del edificio en cada dirección. Ver cuadro 6.12. Adicionalmente el análisis modal revela que los dos primeros son principalmente de traslación.

Deterioro del concreto: No se observó deterioro del concreto o el acero de refuerzo en ningún elemento del sistema resistente a fuerzas laterales.

Unidades de albañilería. No se observó deterioro visible de las unidades de albañilería.

Juntas en la albañilería. No se observó áreas del mortero de la albañilería erosionadas.

Grietas en los muros de relleno. No se observaron grietas mayores a 2mm en los muros de relleno. Podría ser por que estos se encuentran en mantenimiento constante.

Grietas en columnas limites de muros. No se observaron grietas en columnas de concreto en la unión con muros de albañilería.

Distorsiones máximas. Las distorsiones máximas en la dirección X calculadas en el capítulo 6 exceden el límite de 0.7% permitido en la Norma E030. Ver Fig. 6.18. En tanto que, en el eje Y las distorsiones son menos a 0.5% y según se observa en la matriz de daño de la fig. 6.20, se espera daño visible en algunos muros, específicamente del piso 2. Ver cuadro 6.19.

7.3.2 SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES

Redundancia. El número de ejes paralelos a la dirección X es 3 y el número de ejes paralelos en la dirección Y es 8. Un número de ejes mayor o igual a 2 en cada dirección es recomendable para que las estructuras alcancen un mejor desempeño sísmico. La redundancia asegurará que si un elemento del sistema resistente a fuerzas laterales falla por alguna razón, existirá otros elementos que pueden proveer resistencia. Además la redundancia provee múltiples ubicaciones para los puntos de fluencia, mejora la ductilidad y la absorción de energía.

Muros interfiriendo. En el diseño original del edificio se consideró un sistema de pórticos pero, en la realidad, los muros de relleno no se encuentran separados de las columnas por lo que se considera que las fuerzas son resistidas por una combinación de pórticos y muros de albañilería, en la mayoría de los casos, de 25cm de espesor.

Diafragma rígido. El sistema resistente a fuerzas laterales está conformado por elementos columnas, vigas y losa, la cual ha sido considerada en los cálculos como diafragma rígido dado que la relación de aspecto largo-ancho es menor que 4.

$$\frac{L}{A} = \frac{28}{12} = 2.33 \leq 4$$

El diafragma rígido actúa como elemento integrador de columnas, vigas y muros y compatibiliza los desplazamientos laterales.

Columnas cortas. Existen a lo largo del eje A, parapetos de 1.13m de altura que están acortando la columna a 1.17m.

Acero en vigas y columnas: Dado que no se consiguieron planos estructurales, la cantidad de acero en vigas y columnas fue adquirida mediante los procedimientos descritos en la sección 2.4 no pudiendo verificarse la longitud de empalme, la cantidad, espaciamiento y diámetro de estribos así como la longitud y ángulo de los ganchos de estribos. Se asume que los estribos están separados cada 20cm constante en toda la longitud y que no existe refuerzo especial en los nudos limitándose de este modo la capacidad de ductilidad de la estructura.

En general se utilizó para los cálculos $R=6$.

Conexiones de los muros. Todos los muros de relleno tienen conexión con los pórticos por lo que se asume que los muros de relleno actuarán como un puntal

a compresión para resistir las fuerzas laterales en su plano. Este puntal se desarrollará en la dirección diagonal de esquina a esquina. Si los muros se separan de las columnas debido a acciones fuera del plano, la resistencia y la rigidez del sistema serán determinadas específicamente por los pórticos, los cuales no tienen el detallamiento adecuado para resistir fuerzas sísmicas, dando como resultado daños severos o colapso parcial debido a distorsiones excesivas o posibles efectos p-delta.

Muros sólidos. Los muros de relleno en el eje B presentan aberturas para las puertas. Esta condición concentra los esfuerzos cortantes en las esquinas, lo cual representa peligro de desplome y degradación de la resistencia y rigidez del sistema.

7.3.3 CONEXIONES

Entre columnas de concreto y cimentación. Todas las columnas de concreto se encuentran embebidas en la cimentación. Se considera que los elementos embebidos son capaces de desarrollar la capacidad de tensión de la columna. La ausencia de conexiones adecuadas de la columna con la cimentación permitiría que la columna se levante o se deslice fuera de su soporte lo cual limita la capacidad de la columna de soportar cargas verticales o resistir fuerzas laterales.

Transferencia de carga del diafragma a los muros. En el caso de edificios con pórticos y muros de albañilería de relleno, el desempeño sísmico depende de la interacción entre los pórticos y los muros. La ruta de la carga entre el diafragma y los muros de relleno es sobre todo por los elementos del pórtico, los cuales hacen el papel de colectores. El criterio de evaluación va dirigido a la conexión entre el diafragma y los elementos del pórtico. Para este edificio se considera que esta conexión es adecuada.

7.3.4 DIAFRAGMAS

Aberturas y/o esquinas entrantes. Los diafragmas de los 3 niveles son losas aligeradas con una altura de 0.20m, con viguetas de 0.10m de ancho y losa de 0.05m de espesor y no presentan aberturas en toda el área ni esquinas entrantes.

Discontinuidad del diafragma. El diafragma no presenta discontinuidades abruptas o variaciones de rigidez. En los diafragmas con esquinas entrantes o formas del tipo E, T, X, L o C se pueden desarrollar grandes fuerzas de tensión y compresión y estos pueden no tener suficiente refuerzo para resistir estas fuerzas dando paso a daños localizados.

7.3.5 AMENAZAS GEOLÓGICAS DEL LUGAR

Licuación. El tipo de suelo encontrado no es susceptible a licuación y no hay presencia de nivel freático.

Falla de ladera. El lugar donde se encuentra el edificio no presenta peligro de que se produzca la caída de una ladera o rocas por las fuerzas inducidas por un sismo.

Ruptura de falla superficial. Una ruptura de la superficie y desplazamientos superficiales en el edificio no son esperados.

Cercanía a masas de roca. El edificio se encuentra a aproximadamente 163m del Cerro de la UNI. Según mediciones recientes de movimientos sísmicos con la red acelerográfica de la Universidad de Ingeniería, se ha podido encontrar que la cercanía con masas grande de rocas amplifica las ondas sísmicas.

7.3.6 CONDICIONES DE LAS CIMENTACIONES

Desempeño de la cimentación. No hay evidencia de movimientos excesivos de la cimentación tales como asentamientos o levantamientos que podrían afectar la integridad de la resistencia de la estructura.

Deterioro. En la auscultación de la cimentación se encontró evidencia que algunas zapatas han sido deterioradas debido a corrosión, disminuyendo sus dimensiones originales esto pudiera afectar la resistencia de la estructura.

7.4 EDIFICIO G3

7.4.1 EL EDIFICIO COMO SISTEMA

Ruta de la carga. El sistema estructural del edificio G3 es de albañilería confinada. Las cargas impuestas a la edificación son cargas a la losa de

entrepiso y transferidas hacia la cimentación por una combinación de columnas, vigas y muros de albañilería.

Edificios adyacentes. El edificio colinda con G2 y está separado de este por una junta de 7cm de espesor que es mayor que los requisitos establecidos en el acápite 15.2 de la Norma E030:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos en el último nivel de ambos edificios: $2/3(3.2+2.2) = 3.6\text{cm}$ (ver fig. 35 y fig. 47).

- mayor que 3cm

- mayor que $3+0.004(h-500)=4.8\text{cm}$

Mezanines. La estructura no presenta mezanines.

Irregularidades. Discontinuidad en los sistemas resistentes: Los muros no continúan en el mismo eje en toda la altura.

Torsión. La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez es menor que el 20 % del ancho del edificio en cada dirección. Ver cuadro 6.21. El análisis modal revela que los dos primeros son principalmente de traslación.

Deterioro del concreto. No se observó deterioro del concreto o el acero de refuerzo en ningún elemento del sistema resistente a fuerzas laterales.

Unidades de albañilería. No se observó deterioro visible de las unidades de albañilería.

Juntas en la albañilería. No se observó áreas del mortero de la albañilería erosionadas.

Grietas en los muros de relleno. No se observaron grietas mayores a 2mm en los muros de relleno. Podría ser por que estos se encuentran en mantenimiento constante.

Grietas en columnas límites de muros. No se observaron grietas en columnas de concreto en la unión con muros de albañilería.

Distorsiones máximas. Las distorsiones máximas en ambas direcciones calculadas en el capítulo 6 no exceden el límite de 0.5% permitido en la Norma E030. Ver Fig. 30 y 32. Aun así, se esperan grietas visibles en los muros del eje 7 del piso 2 y 3 (ver cuadro 6.28).

7.4.2 SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES

Redundancia. El número de ejes paralelos a la dirección X es 3 y el número de ejes paralelos en la dirección Y es 9. Un número de ejes mayor o igual a 2 en cada dirección es recomendable para que las estructuras alcancen un mejor desempeño sísmico. La redundancia asegurará que si un elemento del sistema resistente a fuerzas laterales falla por alguna razón, existirá otros elementos que pueden proveer resistencia. Además la redundancia provee múltiples ubicaciones para los puntos de fluencia, mejora la ductilidad y la absorción de energía.

Muros interfiriendo. En el diseño original del edificio se consideró un sistema de pórticos pero, en la realidad, los muros de relleno no se encuentran separados de las columnas por lo que se considera que las fuerzas son resistidas por una combinación de pórticos y muros de albañilería, en la mayoría de los casos, de 25cm de espesor.

Diafragma rígido. El sistema resistente a fuerzas laterales está conformado por elementos columnas, vigas y losa, la cual ha sido considerada en los cálculos como diafragma rígido dado que la relación de aspecto largo-ancho es menor que 4.

$$\frac{L}{A} = \frac{32}{12} = 2.6 \leq 4$$

El diafragma rígido actúa como elemento integrador de columnas, vigas y muros y compatibiliza los desplazamientos laterales.

Columnas cortas. Existen a lo largo del eje A, parapetos de 1.13m de altura que están acortando la columna a 1.17m.

Acero en vigas y columnas: Dado que no se consiguieron planos estructurales, la cantidad de acero en vigas y columnas fue adquirida mediante los procedimientos descritos en la sección 2.2 no pudiendo verificarse la longitud de empalme, la cantidad, espaciamiento y diámetro de estribos así como la longitud y ángulo de los ganchos de estribos. Se asume que los estribos están separados cada 20cm constante en toda la longitud y que no existe refuerzo especial en los nudos limitándose de este modo la capacidad de ductilidad de la estructura por lo que se consideró un $R=2.25$.

Conexiones de los muros. Todos los muros de relleno tienen conexión con los pórticos por lo que se asume que los muros de relleno actuarán como un puntal

a compresión para resistir las fuerzas laterales en su plano. Este puntal se desarrollará en la dirección diagonal de esquina a esquina. Si los muros se separan de las columnas debido a acciones fuera del plano, la resistencia y la rigidez del sistema serán determinadas específicamente por los pórticos, los cuales no tienen el detallamiento adecuado para resistir fuerzas sísmicas, dando como resultado daños severos o colapso parcial debido a distorsiones excesivas o posibles efectos p-delta.

Muros sólidos. Los muros de relleno en el eje B presentan aberturas para las puertas. Esta condición concentra los esfuerzos cortantes en las esquinas, lo cual representa peligro de desplome y degradación de la resistencia y rigidez del sistema.

7.4.3 CONEXIONES

Entre columnas de concreto y cimentación. Todas las columnas de concreto se encuentran embebidas en la cimentación. Se considera que los elementos embebidos son capaces de desarrollar la capacidad de tensión de la columna. La ausencia de conexiones adecuadas de la columna con la cimentación permitiría que la columna se levante o se deslice fuera de su soporte lo cual limita la capacidad de la columna de soportar cargas verticales o resistir fuerzas laterales.

Transferencia de carga del diafragma a los muros. En el caso de edificios con pórticos y muros de albañilería de relleno, el desempeño sísmico depende de la interacción entre los pórticos y los muros. La ruta de la carga entre el diafragma y los muros de relleno es sobre todo por los elementos del pórtico, los cuales hacen el papel de colectores. El criterio de evaluación va dirigido a la conexión entre el diafragma y los elementos del pórtico. Para este edificio se considera que esta conexión es adecuada.

7.4.4 DIAFRAGMAS

Aberturas y/o esquinas entrantes. Los diafragmas de los 3 niveles son losas aligeradas con una altura de 0.20m, con viguetas de 0.10m de ancho y losa de 0.05m de espesor y no presentan aberturas en toda el área ni esquinas entrantes.

Discontinuidad del diafragma. El diafragma no presenta discontinuidades abruptas o variaciones de rigidez. En los diafragmas con esquinas entrantes o formas del tipo E, T, X, L o C se pueden desarrollar grandes fuerzas de tensión y compresión y estos pueden no tener suficiente refuerzo para resistir estas fuerzas dando paso a daños localizados.

7.4.5 AMENAZAS GEOLÓGICAS DEL LUGAR

Licuación. El tipo de suelo encontrado no es susceptible a licuación y no hay presencia de nivel freático.

Falla de ladera. El lugar donde se encuentra el edificio no presenta peligro de que se produzca la caída de una ladera o rocas por las fuerzas inducidas por un sismo.

Ruptura de falla superficial. Una ruptura de la superficie y desplazamientos superficiales en el edificio no son esperados.

Cercanía a masas de roca. El edificio se encuentra a aproximadamente 185m del Cerro de la UNI. Según mediciones recientes de movimientos sísmicos con la red acelerográfica de la Universidad de Ingeniería, se ha podido encontrar que la cercanía con masas grande de rocas amplifica las ondas sísmicas.

7.4.6 CONDICIONES DE LAS CIMENTACIONES

Desempeño de la cimentación. No hay evidencia de movimientos excesivos de la cimentación tales como asentamientos o levantamientos que podrían afectar la integridad de la resistencia de la estructura.

Deterioro. No hay evidencias que los elementos de la cimentación han sido deteriorados debido a corrosión, ataque de sulfatos, material orgánico, u otras razones en un modo que pudiera afectar la resistencia de la estructura.

7.5 EDIFICIO G4

7.5.1 EL EDIFICIO COMO SISTEMA

Ruta de la carga. El sistema estructural del edificio G4 es pórticos de concreto armado con muros de relleno de albañilería no reforzada. Las cargas impuestas a la edificación son cargas a la losa de entrepiso y transferidas hacia la cimentación por una combinación de columnas, vigas y muros de albañilería.

Edificios adyacentes. El edificio no colinda con ningún otro edificio.

Mezanines. La estructura no presenta mezanines.

Irregularidades. Discontinuidad en los sistemas resistentes: Los muros no continúan en el mismo eje en toda la altura.

Piso blando: Si presenta piso blando. En cada dirección de análisis, la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte (columnas y muros) del primer piso, es menor que el 85% de la correspondiente suma para el segundo piso.

Irregularidad Geométrica: Presenta irregularidad en la geometría vertical. La dimensión en planta de los elementos resistentes a las cargas laterales del segundo piso es mayor que 130% de la correspondiente dimensión del piso 1.

Torsión. El análisis modal revela que el segundo modo de vibración tiene una participación de masa de 43% y es esencialmente rotacional.

Deterioro del concreto: No se observó deterioro del concreto o el acero de refuerzo en ningún elemento del sistema resistente a fuerzas laterales.

Unidades de albañilería. No se observó deterioro visible de las unidades de albañilería.

Juntas en la albañilería. No se observó áreas del mortero de la albañilería erosionadas.

Grietas en los muros de relleno. No se observaron grietas mayores a 2mm en los muros de relleno. Podría ser por que estos se encuentran en mantenimiento constante.

Grietas en columnas limites de muros. No se observaron grietas en columnas de concreto en la unión con muros de albañilería.

Distorsiones máximas. En ambas direcciones se excede el límite de 0.7% permitido para estructuras de concreto en el primer nivel de la edificación Ver fig. 6.42 y 6.44.

7.5.2 SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES

Redundancia. El número de ejes paralelos a la dirección X es 8 y el número de ejes paralelos en la dirección Y es 3. Un número de ejes mayor o igual a 2 en cada dirección es recomendable para que las estructuras alcancen un mejor desempeño sísmico. La redundancia asegurará que si un elemento del sistema resistente a fuerzas laterales falla por alguna razón, existirá otros elementos que pueden proveer resistencia. Además la redundancia provee múltiples ubicaciones para los puntos de fluencia, mejora la ductilidad y la absorción de energía.

Muros interfiriendo. En el diseño original del edificio se consideró un sistema de pórticos pero, en la realidad, los muros de relleno no se encuentran separados de las columnas por lo que se considera que las fuerzas son resistidas por una combinación de pórticos y muros de albañilería, en la mayoría de los casos, de 25cm de espesor.

Diafragma rígido. El sistema resistente a fuerzas laterales está conformado por elementos columnas, vigas y losa, la cual ha sido considerada en los cálculos como diafragma rígido dado que la relación de aspecto largo-ancho es menor que 4.

$$\frac{L}{A} = \frac{28}{12} = 2.33 \leq 4$$

El diafragma rígido actúa como elemento integrador de columnas, vigas y muros y compatibiliza los desplazamientos laterales.

Columnas cortas. Los muros no están separados de los pórticos por lo que podrían presentarse problemas de columna corta en los ejes A y C en donde se observan parapetos en toda la longitud.

Acero en vigas y columnas: Dado que no se consiguieron planos estructurales, la cantidad de acero en vigas y columnas fue adquirida mediante los procedimientos descritos en la sección 2.2 no pudiendo verificarse la longitud de empalme, la cantidad, espaciamiento y diámetro de estribos así como la longitud y ángulo de los ganchos de estribos. Se asume que los estribos están separados cada 20cm constante en toda la longitud y que no existe refuerzo especial en los nudos limitándose de este modo la capacidad de ductilidad de la estructura.

Para el análisis se consideró R=6.

Conexiones de los muros. Todos los muros de relleno tienen conexión con los pórticos por lo que se asume que los muros de relleno actuarán como un puntal a compresión para resistir las fuerzas laterales en su plano. Este puntal se desarrollará en la dirección diagonal de esquina a esquina. Si los muros se separan de las columnas debido a acciones fuera del plano, la resistencia y la rigidez del sistema serán determinadas específicamente por los pórticos, los cuales no tienen el detallamiento adecuado para resistir fuerzas sísmicas, dando como resultado daños severos o colapso parcial debido a distorsiones excesivas o posibles efectos p-delta.

Muros sólidos. Los muros de relleno de algunos ejes presentan aberturas para las puertas. Esta condición concentra los esfuerzos cortantes en las esquinas, lo cual representa peligro de desplome y degradación de la resistencia y rigidez del sistema.

7.5.3 CONEXIONES

Entre columnas de concreto y cimentación. Todas las columnas de concreto se encuentran embebidas en la cimentación. Se considera que los elementos embebidos son capaces de desarrollar la capacidad de tensión de la columna. La ausencia de conexiones adecuadas de la columna con la cimentación permitiría que la columna se levante o se deslice fuera de su soporte lo cual limita la capacidad de la columna de soportar cargas verticales o resistir fuerzas laterales.

Transferencia de carga del diafragma a los muros. En el caso de edificios con pórticos y muros de albañilería de relleno, el desempeño sísmico depende de la interacción entre los pórticos y los muros. La ruta de la carga entre el diafragma y los muros de relleno es sobre todo por los elementos del pórtico, los cuales hacen el papel de colectores. El criterio de evaluación va dirigido a la conexión entre el diafragma y los elementos del pórtico. Para este edificio se considera que esta conexión es adecuada.

7.5.4 DIAFRAGMAS

Aberturas y/o esquinas entrantes. Los diafragmas de los 3 niveles son losas aligeradas con una altura de 0.20m, con viguetas de 0.10m de ancho y losa de 0.05m de espesor y no presentan aberturas en toda el área ni esquinas entrantes.

Discontinuidad del diafragma. El diafragma no presenta discontinuidades abruptas o variaciones de rigidez. En los diafragmas con esquinas entrantes o formas del tipo E, T, X, L o C se pueden desarrollar grandes fuerzas de tensión y compresión y estos pueden no tener suficiente refuerzo para resistir estas fuerzas dando paso a daños localizados.

7.5.5 AMENAZAS GEOLÓGICAS DEL LUGAR

Licuación. El tipo de suelo encontrado no es susceptible a licuación y no hay presencia de nivel freático.

Falla de ladera. El lugar donde se encuentra el edificio no presenta peligro de que se produzca la caída de una ladera o rocas por las fuerzas inducidas por un sismo.

Ruptura de falla superficial. Una ruptura de la superficie y desplazamientos superficiales en el edificio no son esperados.

Cercanía a masas de roca. El edificio se encuentra a aproximadamente 147m del Cerro de la UNI. Según mediciones recientes de movimientos sísmicos con la red acelerográfica de la Universidad de Ingeniería, se ha podido encontrar que la cercanía con masas grande de rocas amplifica las ondas sísmicas.

7.5.6 CONDICIONES DE LAS CIMENTACIONES

Desempeño de la cimentación. No hay evidencia de movimientos excesivos de la cimentación tales como asentamientos o levantamientos que podrían afectar la integridad de la resistencia de la estructura.

Deterioro. No hay evidencias que los elementos de la cimentación han sido deteriorados debido a corrosión, ataque de sulfatos, material orgánico, u otras razones en un modo que pudiera afectar la resistencia de la estructura.

7.6 EDIFICIO G5

7.6.1 EL EDIFICIO COMO SISTEMA

Ruta de la carga. El sistema estructural del edificio G5 es, según la clasificación de la Norma E030, Dual. Las cargas impuestas a la edificación son transferidas hacia la cimentación por una combinación de pórticos y muros de concreto.

Edificios adyacentes. El edificio no colinda con ningún otro edificio

Mezanines. La estructura no presenta mezanines.

Irregularidades. De masa: El cambio en la masa efectiva del piso 3 al piso 4 es mayor que el 50% establecido en la Norma. Ver cuadro 6.39.

Discontinuidad en los sistemas resistentes: Los muros no continúan en el mismo eje en toda la altura.

Irregularidad Geométrica: Presenta irregularidad en la geometría vertical. La dimensión en planta de los elementos resistentes a las cargas laterales del segundo piso es mayor que 130% de la correspondiente dimensión del piso 1.

Torsión. El análisis modal revela que el segundo modo de vibración tiene una participación de masa de 73% y es esencialmente rotacional.

Deterioro del concreto: Solo se observó exposición y corrosión del acero longitudinal en la sección inferior de la columna en la intersección de los ejes A y 9 del primer piso.

Unidades de albañilería. No se observó deterioro visible de las unidades de albañilería.

Juntas en la albañilería. No se observó áreas del mortero de la albañilería erosionadas.

Grietas en los muros de relleno. No se observaron grietas mayores a 2mm en los muros de relleno. Podría ser por que estos se encuentran en mantenimiento constante.

Grietas en columnas limites de muros. No se observaron grietas en columnas de concreto en la unión con muros de albañilería.

Distorsiones máximas. Las distorsiones máximas en ambas direcciones calculadas en el capítulo 6 no exceden el límite de 0.7% permitido en la Norma E030.

7.6.2 SISTEMA RESISTENTE A FUERZAS LATERALES

Redundancia. El número de ejes paralelos a la dirección X es 8 y el número de ejes paralelos en la dirección Y es 3. Un número de ejes mayor o igual a 2 en cada dirección es recomendable para que las estructuras alcancen un mejor desempeño sísmico. La redundancia asegurará que si un elemento del sistema resistente a fuerzas laterales falla por alguna razón, existirá otros elementos que pueden proveer resistencia. Además la redundancia provee múltiples ubicaciones para los puntos de fluencia, mejora la ductilidad y la absorción de energía.

Muros interfiriendo. En el diseño original del edificio se consideró un sistema de pórticos pero los muros de relleno no se encuentran separados de las columnas por lo que se considera que las fuerzas son resistidas por una combinación de pórticos y muros de albañilería, en la mayoría de los casos, de 25cm de espesor.

Diafragma rígido. El sistema resistente a fuerzas laterales está conformado por elementos columnas, vigas y losa, la cual ha sido considerada en los cálculos como diafragma rígido dado que la relación de aspecto largo-ancho es menor que 4.

$$\frac{L}{A} = \frac{28}{12} = 2.3 \leq 4$$

El diafragma rígido actúa como elemento integrador de columnas, vigas y muros y compatibiliza los desplazamientos laterales.

Columnas cortas. Los muros no están separados de los pórticos por lo que podrían presentarse problemas de columna corta en los ejes A y C en donde se observan parapetos en toda la longitud.

Acero en vigas y columnas: Dado que no se consiguieron planos estructurales, la cantidad de acero en vigas y columnas fue adquirida mediante los procedimientos descritos en la sección 2.2 no pudiendo verificarse la longitud de empalme, la cantidad, espaciamiento y diámetro de estribos así como la longitud y ángulo de los ganchos de estribos. Se asume que los estribos están separados cada 20cm constante en toda la longitud y que no existe refuerzo especial en los nudos limitándose de este modo la capacidad de ductilidad de la estructura.

Para el análisis se consideró un $R=5.25$.

Conexiones de los muros. Todos los muros de relleno tienen conexión con los pórticos por lo que se asume que los muros de relleno actuarán como un puntal a compresión para resistir las fuerzas laterales en su plano. Este puntal se desarrollará en la dirección diagonal de esquina a esquina. Si los muros se separan de las columnas debido a acciones fuera del plano, la resistencia y la rigidez del sistema serán determinadas específicamente por los pórticos, los cuales no tienen el detallamiento adecuado para resistir fuerzas sísmicas, dando como resultado daños severos o colapso parcial debido a distorsiones excesivas o posibles efectos p-delta.

Muros sólidos. Los muros de relleno en algunos ejes presentan aberturas para las puertas. Esta condición concentra los esfuerzos cortantes en las esquinas, lo cual representa peligro de desplome y degradación de la resistencia y rigidez del sistema.

7.6.3 CONEXIONES

Entre columnas de concreto y cimentación. Todas las columnas de concreto se encuentran embebidas en la cimentación. Se considera que los elementos embebidos son capaces de desarrollar la capacidad de tensión de la columna. La ausencia de conexiones adecuadas de la columna con la cimentación permitiría que la columna se levante o se deslice fuera de su soporte lo cual limita la capacidad de la columna de soportar cargas verticales o resistir fuerzas laterales.

Transferencia de carga del diafragma a los muros. En el caso de edificios con pórticos y muros de albañilería de relleno, el desempeño sísmico depende de la interacción entre los pórticos y los muros. La ruta de la carga entre el diafragma y los muros de relleno es sobre todo por los elementos del pórtico, los cuales hacen el papel de colectores. El criterio de evaluación va dirigido a la conexión entre el diafragma y los elementos del pórtico. Para este edificio se considera que esta conexión es adecuada.

7.6.4 DIAFRAGMAS

Aberturas y/o esquinas entrantes. Los diafragmas de los 3 niveles son losas aligeradas con una altura de 0.20m, con viguetas de 0.10m de ancho y losa de 0.05m de espesor y no presentan aberturas en toda el área ni esquinas entrantes.

Discontinuidad del diafragma. El diafragma no presenta discontinuidades abruptas o variaciones de rigidez. En los diafragmas con esquinas entrantes o formas del tipo E, T, X, L o C se pueden desarrollar grandes fuerzas de tensión y compresión y estos pueden no tener suficiente refuerzo para resistir estas fuerzas dando paso a daños localizados.

7.6.5 AMENAZAS GEOLÓGICAS DEL LUGAR

Licuación. El tipo de suelo encontrado no es susceptible a licuación y no hay presencia de nivel freático.

Falla de ladera. El lugar donde se encuentra el edificio no presenta peligro de que se produzca la caída de una ladera o rocas por las fuerzas inducidas por un sismo.

Ruptura de falla superficial. Una ruptura de la superficie y desplazamientos superficiales en el edificio no son esperados.

Cercanía a masas de roca. El edificio se encuentra a aproximadamente 188m del Cerro de la UNI. Según mediciones recientes de movimientos sísmicos con la red acelerográfica de la Universidad de Ingeniería, se ha podido encontrar que la cercanía con masas grande de rocas amplifica las ondas sísmicas.

7.6.6 CONDICIONES DE LAS CIMENTACIONES

Desempeño de la cimentación. No hay evidencia de movimientos excesivos de la cimentación tales como asentamientos o levantamientos que podrían afectar la integridad de la resistencia de la estructura.

Deterioro. No hay evidencias que los elementos de la cimentación han sido deteriorados debido a corrosión, ataque de sulfatos, material orgánico, u otras razones en un modo que pudiera afectar la resistencia de la estructura.

CONCLUSIONES.

Primero se presentan las conclusiones generales para los 5 edificios.

- Estos edificios inicialmente fueron concebidos como estructuras aporticadas en una época en la que la filosofía de cálculo estructural era por resistencia a cargas verticales de servicio y los criterios de cálculo para fuerzas horizontales de sismo no estaban aún normadas. Por lo que se entiende que hayan sido construidos sin detalles de refuerzo que consideren acciones sísmicas.
- Los datos de geometría, propiedades mecánicas, propiedades dinámicas y detalles de refuerzo han sido obtenidos a partir de trabajos de campo, ensayos de laboratorio y revisión bibliográfica. Los planos estructurales del proyecto original no pudieron ser encontrados por lo que el estudio carece de datos como acero de refuerzo negativo en vigas, detalle de anclaje de acero en columnas y vigas, detalle de estribos, detalle de conexiones de elementos de concreto armado y detalle de refuerzo en cimentaciones. Todos los demás datos han podido ser obtenidos o inferidos. El estudio utiliza solo los datos encontrados en las investigaciones y se refiere solo a éstos en las verificaciones de diseño de cada elemento.
- El estudio de mecánica de suelos y auscultación de cimentación, revela que el estrato de apoyo de las zapatas es considerado de compacto a muy compacto y de capacidad portante muy alta, más alta que el valor considerado en la ingeniería práctica por lo que se toma como máximo un valor de 40t/m². Los cálculos por asentamiento diferencial están también por debajo de los límites establecidos y el estado de conservación de la cimentación es aceptable. El suelo fue considerado tipo S1.
- En base a los ensayos de materiales y la información documental, se ha considerado las siguientes propiedades:
 - Concreto de $f'c=175\text{kg/cm}^2$ en los primeros pisos los edificios G1, G2 y G3 y $f'c=210\text{kg/cm}^2$ en el último nivel de estos y en todos los niveles de los edificios G4 y G5.
 - Acero de $f_y=2800\text{kg/cm}^2$ para los primeros niveles de todos los edificios y $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ para todos los últimos niveles.

- La mampostería con $f'm=50\text{kg/cm}^2$.
- Se llevó a cabo un análisis dinámico lineal de las estructuras con modelos matemáticos tridimensionales. Para ello se utilizó el programa ETABS como herramienta de cálculo. Los resultados obtenidos del ensayo de microtremor se usaron para calibrar los modelos.
- La demanda a la que fueron sometidos es la que se especifica en las Normas E030 y E020. Los criterios de verificación de elementos fueron tomados de estas mismas y además de las normas E060 y E070.

A continuación se describirán las conclusiones particulares de cada estructura.

Edificio G1

- Para el cálculo se ha considerado al sistema estructural como albañilería confinada en ambas direcciones. El modelo matemático ha sido idealizado con elementos tipo "barras" que representan vigas y columnas y elementos tipo "cáscara" que representan los muros.
- Presenta irregularidad en altura: discontinuidad del sistema resistente e irregularidad de masa. Con estas consideraciones se utilizó un coeficiente de reducción sísmica $R=2.25$.
- Los muros no están separados de los pórticos por lo que podrían presentarse problemas de columna corta en el eje A en donde se observan parapetos en toda la longitud.
- Se considera una estructura con diafragma rígido. Está separada 7cm de los edificios adyacentes, mayor que lo sugerido por la norma.
- No presenta deterioro del concreto o de la albañilería. No se aprecian grietas visibles en ninguno de los elementos. Pero se notó en el primer piso que la columna de esquina de coordenadas A-9 muestra exposición y corrosión del acero en la base. No se advierte deterioro en las cimentaciones.
- Las distorsiones máximas en ambas direcciones, calculadas en el capítulo 6, no exceden el límite de 0.5% permitido en la Norma E030. Se observa que las distorsiones máximas esperadas en la dirección X no sobrepasan 1/600 que correspondería a un agrietamiento medio visible en muros de albañilería. En tanto que para el eje Y, se podría esperar un daño visible en algunos muros.

- Ante la demanda sísmica propuesta en la norma se puede notar que las vigas cuentan con suficiente refuerzo positivo, en tanto que la sección y refuerzo de seis columnas del primer nivel serían deficientes para la combinación que considera el sismo en su dirección corta.
- El edificio debe ser rigidizado. Una sugerencia de rigidización se desarrolla en la sección Recomendaciones.

Edificio G2

- Para el cálculo se ha considerado al sistema estructural como aporticado en ambas direcciones. El modelo matemático ha sido idealizado con elementos tipo "barras" que representan vigas y columnas y elementos tipo "cáscara" que representan los muros de los pisos superiores.
- Presenta irregularidad en altura: piso blando, geométrica y discontinuidad en los sistemas resistentes. Con estas consideraciones se utilizó un coeficiente de reducción sísmica $R=6$.
- Los muros no están separados de los pórticos por lo que podrían presentarse problemas de columna corta en el eje A en donde se observan parapetos en toda la longitud.
- El sótano solo se desarrolla en una mitad de la estructura, la otra mitad cuenta con placas de concreto armado de 0.30m de espesor a todo el rededor.
- Se considera una estructura con diafragma rígido. Está separada 7cm de los edificios adyacentes, mayor que lo sugerido por la norma.
- No presenta deterioro del concreto o de la albañilería. No se aprecian grietas visibles en ninguno de los elementos. Se advierte deterioro leve en la sección de la zapata auscultada.
- Las distorsiones máximas en la dirección X calculadas en el capítulo 6 exceden el límite de 0.7% permitido en la Norma E030 en tanto que en el eje Y no se supera este límite pero se puede esperar visible daño en la arquitectura y en algunos muros.
- Ante la demanda sísmica propuesta en la Norma, las vigas del eje 4 y 5 del primer nivel no cuentan con suficiente refuerzo positivo, en tanto que la sección y refuerzo de la mayoría de las columnas del primer nivel sería deficiente para las combinaciones que consideran el sismo en ambas direcciones.

- El edificio debe ser rigidizado y reforzado. Una sugerencia de esta se desarrolla en la sección recomendaciones.

Edificio G3

- Para el cálculo se ha considerado al sistema estructural como albañilería confinada en ambas direcciones. El modelo matemático ha sido idealizado con elementos tipo "barras" que representan vigas y columnas y elementos tipo "cáscara" que representan los muros. Con estas consideraciones se tomo un coeficiente de reducción sísmica $R=3$.
- Presenta irregularidad en altura: discontinuidad en los sistemas resistentes. Con esta consideración se utilizó un coeficiente de reducción sísmica $R=2.25$.
- Los muros no están separados de los pórticos por lo que podrían presentarse problemas de columna corta en el eje A en donde se observan parapetos en toda la longitud.
- El sótano solo se desarrolla en toda el área de la estructura. Cuenta con placas de concreto armado de 0.30m de espesor en los ejes A, B, 1 y 9.
- Se considera una estructura con diafragma rígido. Está separada 7cm de los edificios adyacentes, mayor que lo sugerido por la norma.
- No presenta deterioro del concreto o de la albañilería. No se aprecian grietas visibles en ninguno de los elementos.
- Las distorsiones máximas en ambas direcciones calculadas en el capítulo 6 no exceden el límite de 0.5% permitido en la Norma E030. Se observa que las distorsiones máximas esperadas en ambas direcciones podrían provocar un daño visible en la arquitectura y en algunos muros sobretodo en el eje Y.
- Ante la demanda sísmica propuesta en la Norma, las vigas cuentan con suficiente refuerzo positivo, en tanto que, al igual que los demás edificios, la sección y refuerzo de la mayoría de las columnas del primer nivel serían deficientes para las combinaciones que consideran el sismo en X e Y.
- El edificio debe ser rigidizado. Una propuesta de rigidización es dada en las recomendaciones.

Edificio G4

- Su uso ha cambiado con el tiempo. En el plano original fue proyectado para ser usado como oficinas. Hoy en día, es usado como Laboratorio de Hidráulica en el primer piso, en el segundo nivel se encuentran las oficinas del Departamento de Hidráulica e Hidrología con una pequeña biblioteca; en el tercer nivel está implementada la biblioteca y en el cuarto la sala de lectura. Tanto las bibliotecas como las salas de lectura incrementan la carga viva al doble de la que fue originalmente, esto provoca que los elementos de soporte, vigas y columnas, sean sometidos a cargas para las que no han sido diseñadas.
- Para el cálculo se ha definido al sistema estructural como aporticado en ambas direcciones. El modelo matemático ha sido idealizado con elementos tipo "barras" que representan vigas y columnas y elementos tipo "cáscara" que representan los muros de los pisos superiores. Se considera una estructura con diafragma rígido.
- Presenta irregularidad en altura y en planta: piso blando, irregularidad geométrica vertical, irregularidad torsional y discontinuidad en los sistemas resistentes. Con esta consideración se utilizó un coeficiente de reducción sísmica $R=6$.
- Los muros no están separados de los pórticos por lo que podrían presentarse problemas de columna corta en los ejes A y C en donde se observan parapetos en toda la longitud.
- No presenta deterioro del concreto o de la albañilería. No se aprecian grietas visibles en ninguno de los elementos.
- Las distorsiones máximas en la dirección X calculadas en el capítulo 6 exceden el límite de 0.7% permitido en la Norma E030. También se observa que en ambas direcciones, las distorsiones calculadas conllevarían a un daño en los elementos estructurales y a un mal funcionamiento de puertas y ventanas.
- Ante la demanda sísmica propuesta en la norma, las vigas del piso 1 y 2 del eje 3 no cuentan con suficiente refuerzo positivo, en tanto que la sección y refuerzo de la mayoría de las columnas del primer y segundo nivel serían deficientes para las combinaciones que consideran sismo tanto en X como en Y.

- El edificio debe ser rigidizado. En la sección Recomendaciones se sugiere una propuesta de rigidización.

Edificio G5

- Las placas de concreto armado que se observan en el primer y segundo nivel, fueron agregadas en el año 1969 luego que el edificio fuese gravemente afectado por el sismo de Lima de 1966.
- Su uso ha cambiado con el tiempo. En el plano original fue proyectado para ser usado como oficinas y Laboratorio de Mecánica de Suelos. Hoy en día es usado como oficinas del Departamento de Ciencias Básicas y del Departamento de Construcción. Estos cambios no han afectado significativamente las cargas vivas de diseño.
- Para el cálculo se ha definido al sistema estructural como una combinación de pórticos y placas en ambas direcciones. El modelo matemático ha sido idealizado con elementos tipo "barras" que representan vigas y columnas y elementos tipo "cáscara" que representan los muros. Se considera una estructura con diafragma rígido.
- Presenta irregularidad en altura y en planta: discontinuidad de los sistemas resistentes, irregularidad geométrica vertical además de irregularidad torsional y de masa. Con esta consideración se utilizó un coeficiente de reducción sísmica $R=5.25$.
- Los muros no están separados de los pórticos por lo que podrían presentarse problemas de columna corta en los ejes A y C en donde se observan parapetos en toda la longitud.
- No presenta deterioro del concreto o de la albañilería. No se aprecian grietas visibles en ninguno de los elementos ni en la cimentación.
- Las distorsiones máximas en ambas direcciones calculadas en el capítulo 6 no exceden el límite de 0.7% permitido en la Norma E030. En este edificio se puede esperar agrietamiento de leve a medio en los muros de albañilería.
- Ante la demanda sísmica propuesta en la norma, las vigas cuentan con suficiente refuerzo positivo al igual que las columnas.
- El edificio no necesita ser intervenido.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda continuar las investigaciones llevando a cabo análisis no lineal para encontrar los mecanismos de colapso de cada estructura que nos lleven a establecer la capacidad del sistema.
- Futuras investigaciones podrían utilizar herramientas más sofisticadas para obtener datos del acero de refuerzo negativo en vigas, detalle de anclaje de acero en columnas y vigas, detalle de estribos, detalle de conexiones de elementos de concreto armado y detalle de refuerzo en cimentaciones. Estos datos no han sido considerados en esta investigación.
- Sería apropiado un estudio más extensivo de las propiedades mecánicas del acero y la mampostería, con toma de muestras y ensayos respectivos para completar los datos aquí considerados, ya que estos parámetros fueron tomados de investigaciones bibliográficas.

A continuación se proponen algunas ideas específicas para cada edificio, que han sido pensadas teniendo también como objetivo, no afectar drásticamente la arquitectura:

Edificio G1

- Se propone reforzar la estructura en la dirección X agregando placas de 0.25m de espesor en los ejes 3, 6 y 9; reemplazando así los muros de albañilería por estos elementos de concreto armado en el primer piso solamente.

Edificio G2

- Se sugiere reforzar y rigidizar a la estructura en ambas direcciones de la siguiente manera:
 - Agregar placas de 0.30m de espesor en los ejes 2 y 7 en el paño entre el eje A-B en el piso 1. La placa del eje 2 tendría que empezar desde el sótano.
 - Agregar placas en el primer nivel en el eje A entre los ejes 1-2 y 7-8. Estas placas reemplazarían a los parapetos de albañilería que actualmente se encuentran en esa posición. La placa se desarrollaría en toda la altura del paño.
 - Reforzar las columnas circulares del eje B del primer piso. La sección aumentaría de 0.30m a 0.50 de diámetro y se agregarían 6 fierros de $\frac{3}{4}$ " a todo el rededor (fig. 41).

Edificio G3

- La propuesta de reforzamiento incluye reemplazar el muro de albañilería del eje 1 y 7 entre el eje A y B en el primer nivel, por placas de concreto de 0.25m de espesor. La placa del eje 7 empezaría en el sótano y reemplazaría también el muro de albañilería existente. Los cálculos muestran que de esta forma las columnas ya no se verían afectadas. Ver fig. 52.

Edificio G4

- Se sugiere incluir placas de concreto armado de 0.25m de espesor en Los ejes 1 y 8, entre los tramos A y B y en los ejes A y B entre los tramos 4 y 5 solo en el primer nivel.

Edificio G5

- Se recomienda no cambiar de uso a la estructura para no modificar las cargas para las que fue diseñada.

BIBLIOGRAFÍA

- Applied Technology Council “*Evaluating the Seismic Resistance of Existing Buildings*” (ATC-14), California 1987.
- Applied Technology Council “*Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: a Handbook*” (ATC-21), California 1988.
- Applied Technology Council, “*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*” (ATC-40) Volume 1, California, 1996.
- Borocheck, Ruben “*Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Estructuradas con pórticos de hormigón Armado, Bases Metodológicas*”, Santiago de Chile 2000.
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres CISMID, Zavala “*Evaluación Estructural del CE 10119 Illimo, Lambayeque*”, Lima 2001.
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres CISMID, Olarte, Escobar “*Estimación de la Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Áreas Urbanas (Glr)*”, Lima 2004.
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres CISMID, Gallardo, Scaletti, Valdivia, Castillo y Roca “*Evaluación Estructural del Edificio MITINCI*”, Lima 2000.
- Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres CISMID, “*Seminario Microzonificación Sísmica, Diseño de Construcciones, Planeamiento para la Mitigación de Desastres*”, Lima 1988.
- Computers and Structures Inc. ETABS Three Dimensional Analysis of Building Systems. User’s Manual. Berkeley, 2010.
- De la Fuente, Cesar e Ibárcena Bossio, Fernando “*El Ladrillo en la construcción*”, Tesis de grado UNI-FIC, Lima 1964.
- Escuela de Ingenieros del Perú; “*Boletín N° 4 - 1955 de la Escuela de Ingenieros*”, Publicación cuarta (Octubre, Noviembre, Diciembre), Lima 1955.
- Federal Emergency Management Agency NEHRP “*Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings - A Prestandard*” (FEMA 310), Building Seismic Safety Council, Washington D.C 1998.
- Federal Emergency Management Agency NEHRP “*Earthquake Loss Estimation Methodology. HAZUS 99*”. Washington D.C 1999.

- Fernández Velásquez, Bernardo Héctor *“Estructuras de Concreto Armado de los Edificios de la Facultad e Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería”* Tomo I y III. Tesis de grado UNI-FIC, Lima 1960.
- Instituto Nacional de Defensa Civil INDECI, *“Informe de Emergencia N°445 14/08/2008/COEN-SINADECI/20:00 HORAS. Informe N°84”*, Lima, 2008.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, *“Reglamento Nacional de Edificaciones - Estructuras”*, Lima 2009.
- Oficina Central de Infraestructura de la Universidad Nacional de Ingeniería OCI-UNI, Juego de Planos de la Facultad de Ingeniería Civil.
- Organización Panamericana de la Salud, Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud; *“Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud”*, Washington, D.C., 2000.
- Oshiro Higa, Fernando; *“Terremotos, Manual de Prevención”*; Lima 1981.
- Pérez Bardales, Carlos *“El Estudio del Ladrillo en Lima”*, Tesis de grado UNI-FIC, Lima 1955.
- Safina Melone, Salvador *“Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones Esenciales, Análisis de su Contribución al Riesgo Sísmico”*; Universidad Politécnica de Cataluña UPC, Departamento de Ingeniería del terreno, cartografía y geofísica, Barcelona 2002.
- Salas Ferro, Max *“Estudio de la Vulnerabilidad Estructural del Hospital Guillermo Almenara”*, Tesis de grado UNI-FIC, Lima 1997.
- Sears – Zemasky, Young Freedman *“Física Universitaria”* Tomo I.
- Structural Engineering Association of California Sacramento SEAO, *“Performance Based Seismic Engineering of Buildings”* VISION 2000 Committee. California 1995.
- Tavera Hernan, Bernal Isabel y Salas Henry, *“El terremoto de Pisco del 15 de Agosto de 2007. Aspectos Sismológicos”*, Dirección de Sismología-CNDG. Lima 2007.
- Tavera H. y Buforn E, *“Sismicidad y Sismotectónica de Perú”*. 1998.
- Vizconde Campos, Adalberto *“Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de un Edificio Existente: Clínica San Miguel, Piura”*, Tesis de Grado Universidad de Piura, Piura 2004.
- Yépez, F. *“Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad y riesgo Sísmico aplicando Técnicas de Simulación”*, PhD Tesis. Universidad politécnica de Cataluña, 1996.

ANEXOS

ANEXO 1

Ubicación del lugar de estudio

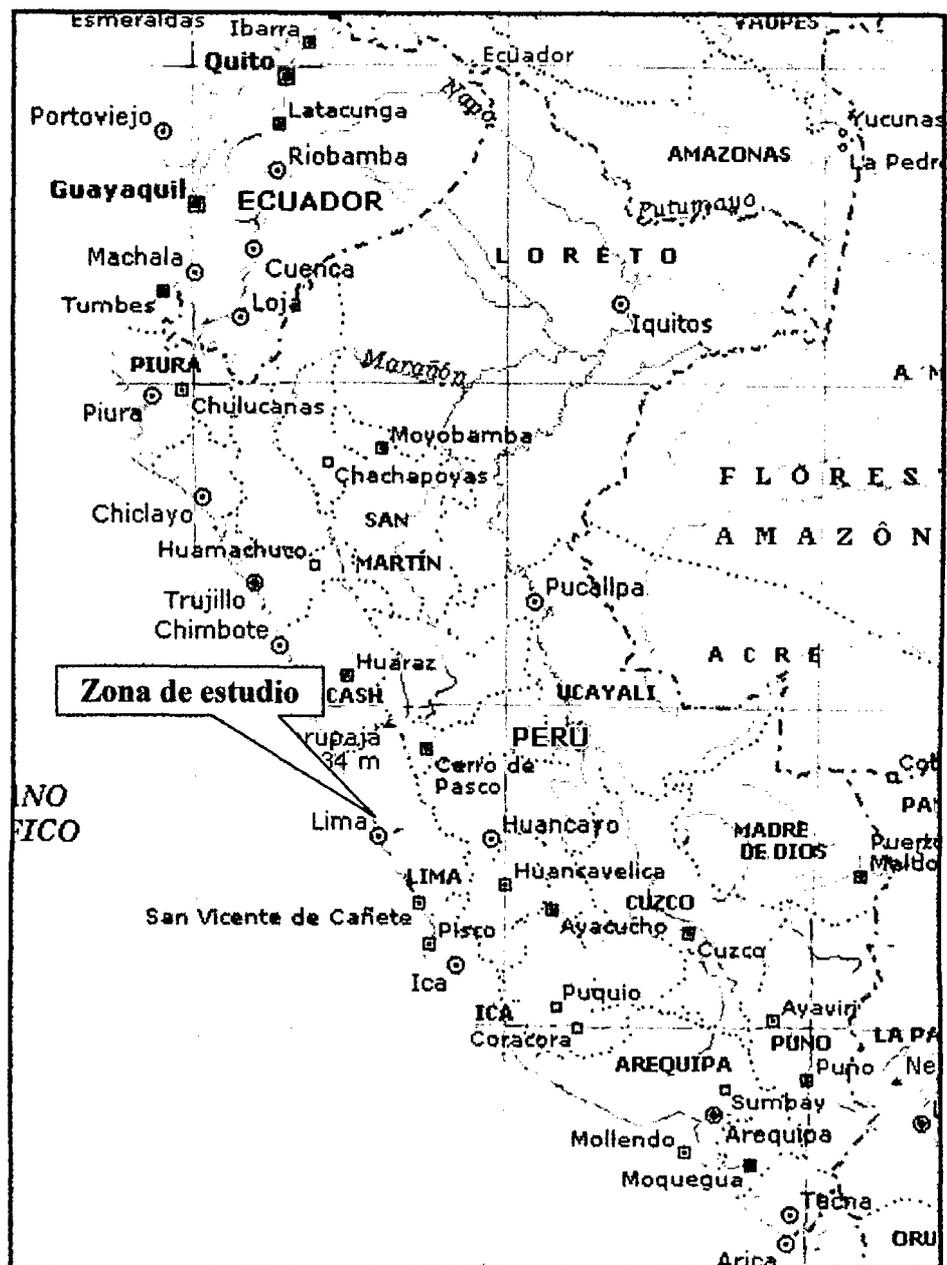


FIGURA N°1: Mapa del Perú. La zona en estudio se encuentra en el Distrito del Rímac, Provincia y Departamento Lima.

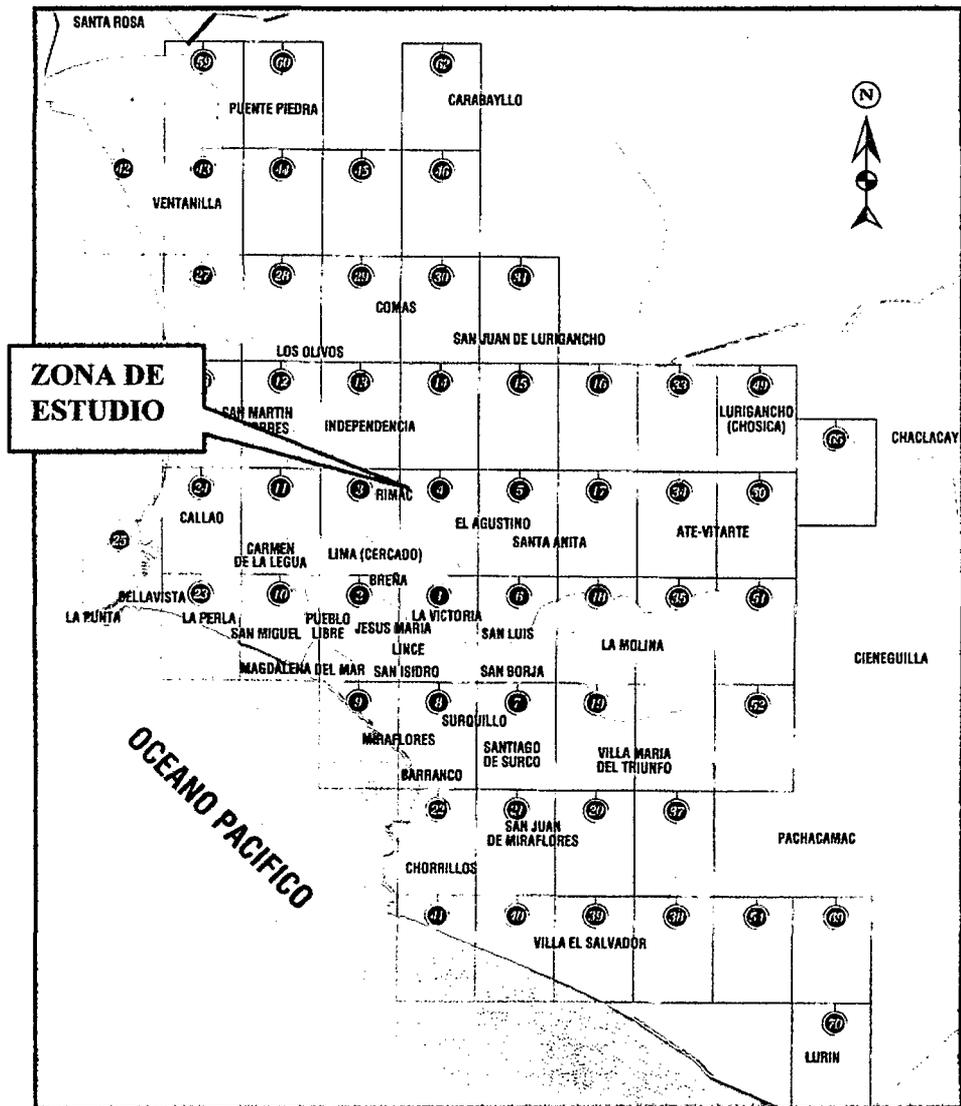


FIGURA N° 2: Mapa de la ciudad de Lima. La zona en estudio se encuentra en el distrito del Rimac, entre los distritos del Cercado, San Juan de Lurigancho e Independencia.

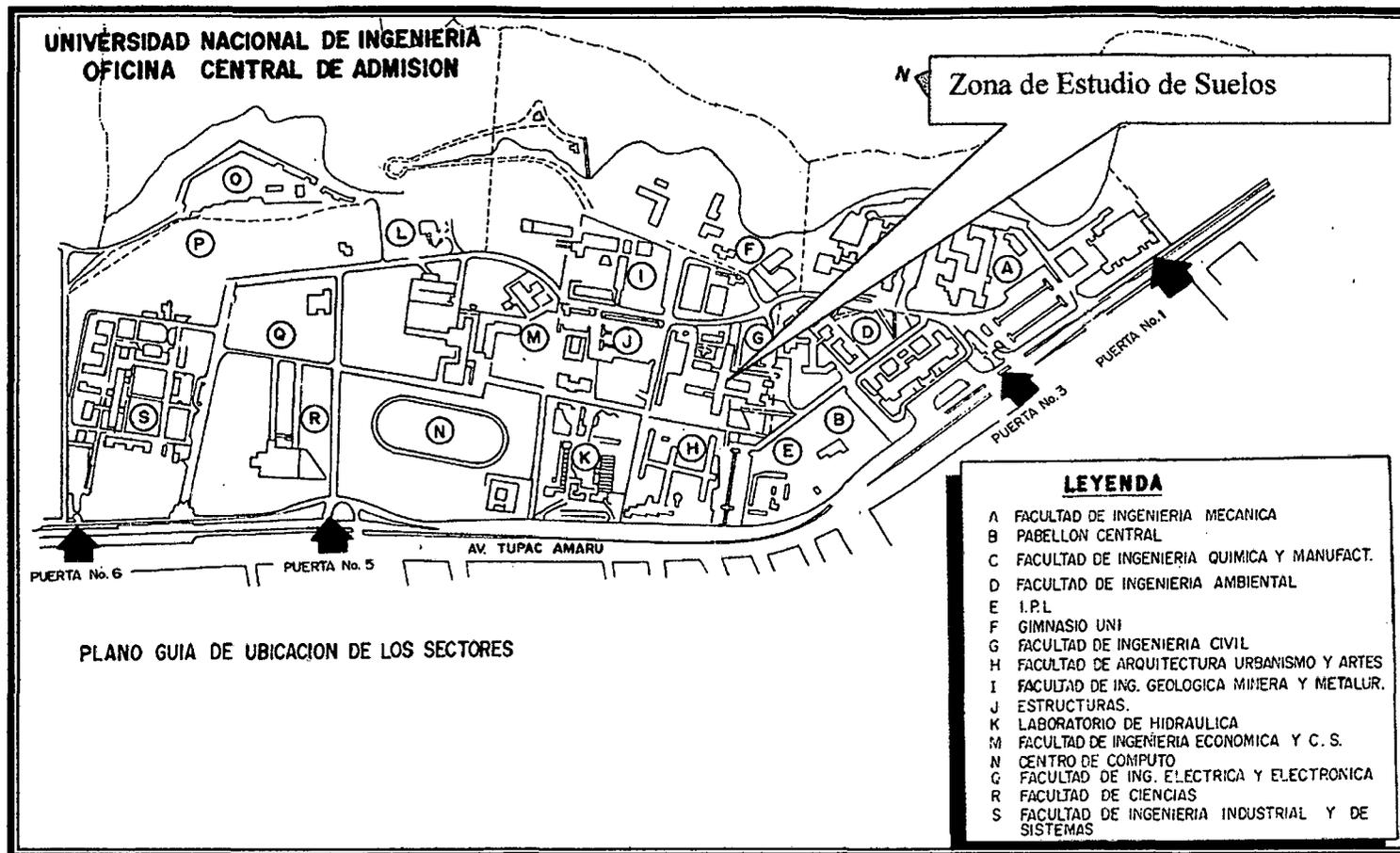


FIGURA N° 3: Esquema de la ubicación del local en el cual se ha realizado el estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación para la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.

ANEXO 2

Formatos de Recolección de Datos e Inspección Visual

Ubicación de Diamantinas

**PLANTILLA RECOLECCION DE DATOS Y
EVALUACIÓN VISUAL DE ESTRUCTURAS**



Tesis: Vulnerabilidad Sísmica Estructural de los Edificios Principales de la FIC-UNI

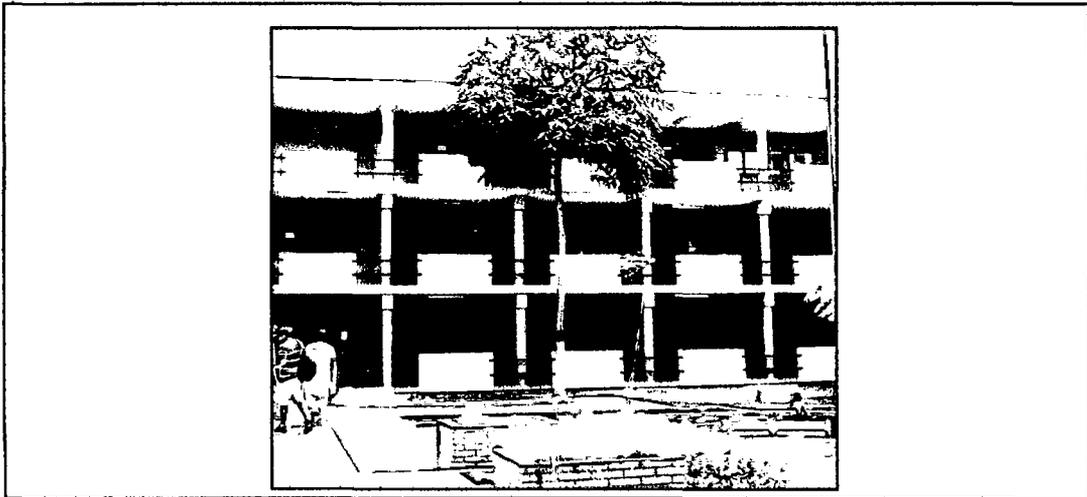
Dirección : Campus UNI-FIC

Fecha : 07/09/2004

Inspector: ACV

Nombre del Edificio : G1

Fotografía:

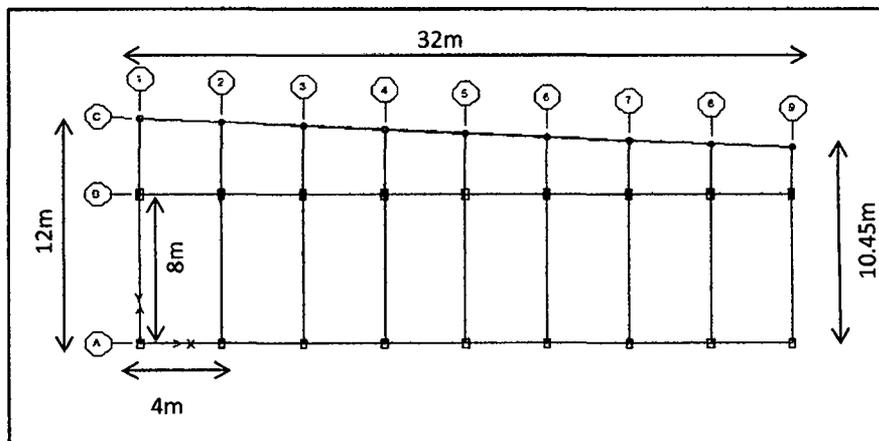


Año de construcción: 1955

Nro. de pisos: 3 pisos

Uso: Aulas

Dimensiones en planta (m) :



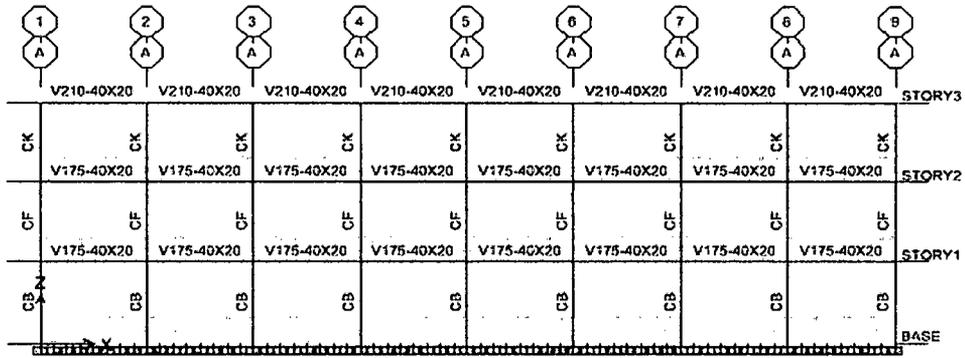
planta típica

Tipo de construcción: Pórticos con muros de albañilería de relleno de 15cm tercer nivel y eje A. 25cm primer y segundo nivel excepto eje A, eje 9 de 40cm. Losas aligeradas de 20 cm.

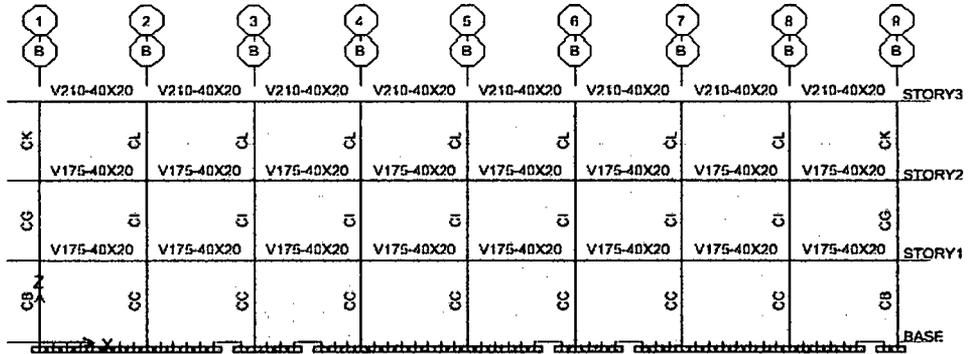
Conservación: bien conservado

Corrosión en columna A-9

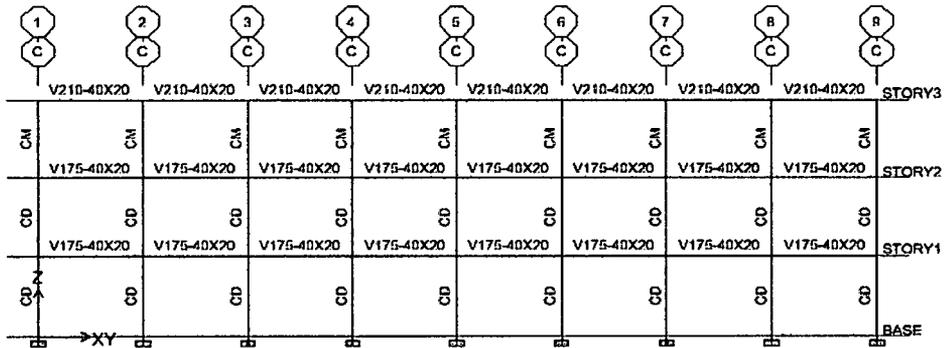
Elevaciones:



EJE A

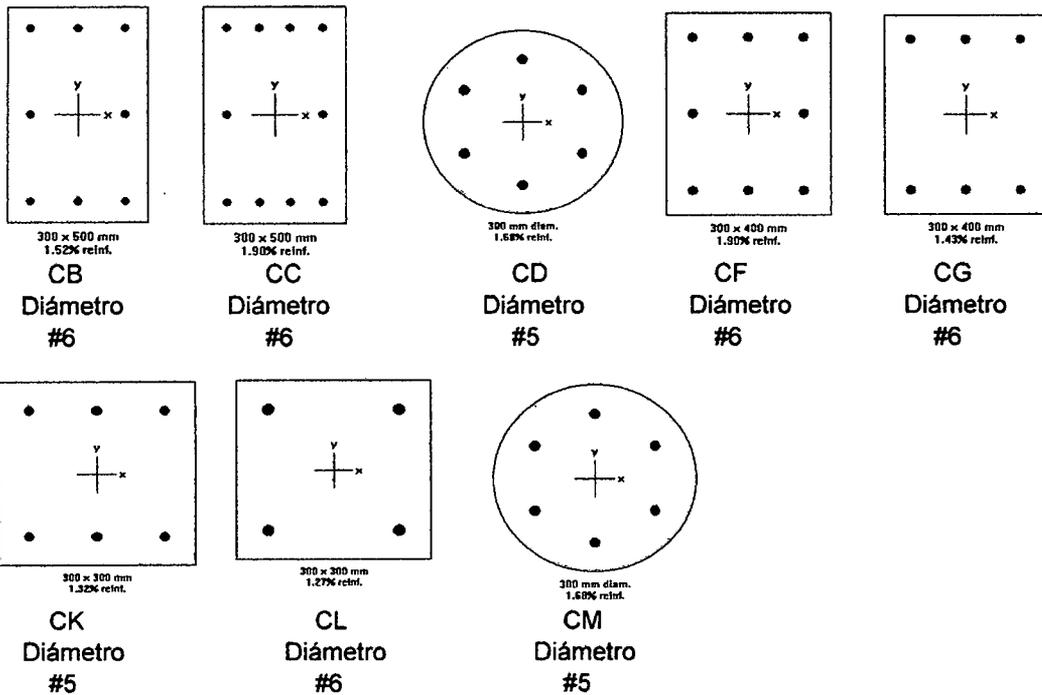


EJE B

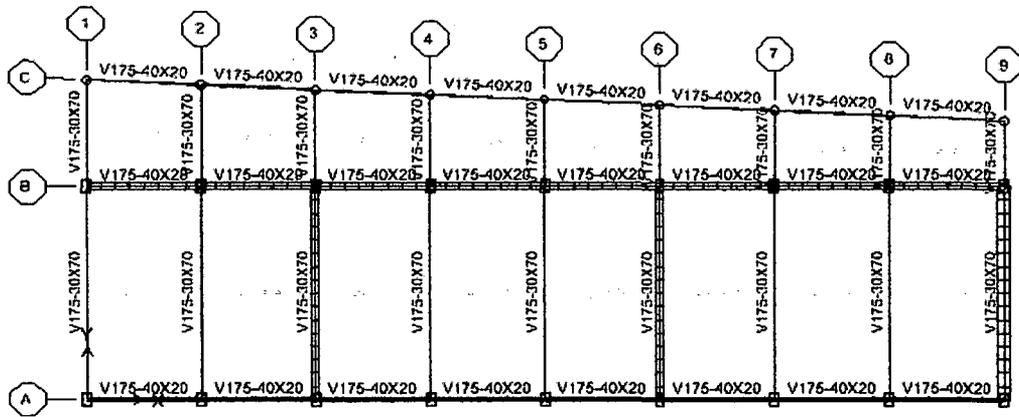


EJE C

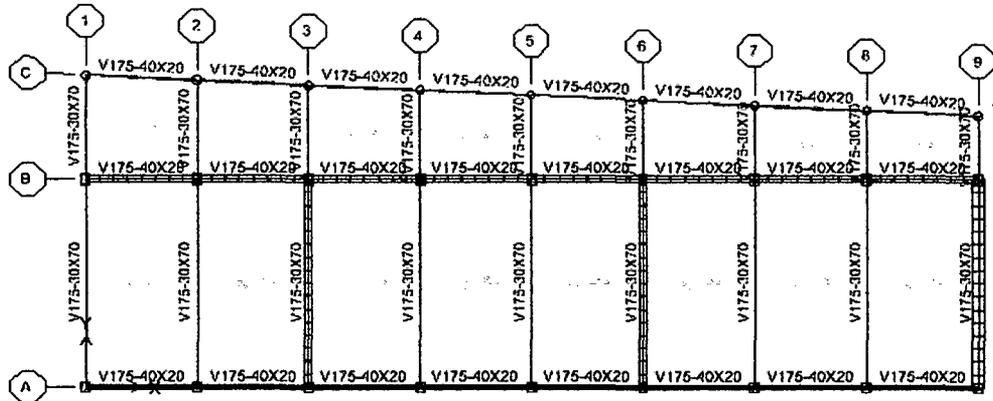
Auscultación de columnas:



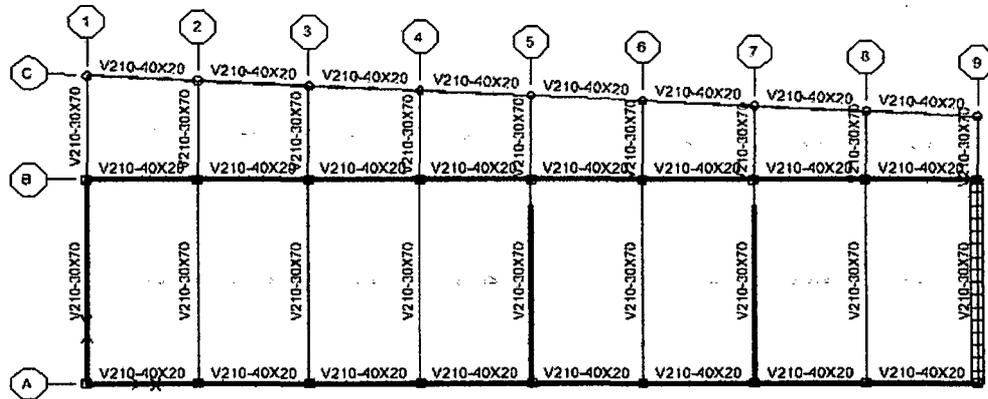
Auscultación de vigas:



PRIMER NIVEL



SEGUNDO NIVEL



TERCER NIVEL

Edificio	Elemento	EJE	Sección (m.)		Cantidad de varillas al centro de la viga	Diámetro del acero	Observaciones
			ancho	peralte			
G1	Viga	A,B,C	0.4	0.2	---	---	Primer y segundo nivel
		del 1 al 9	0.3	0.7	4	#6	Primer y segundo nivel
		del 1 al 9	0.3	0.7	6	#5	Tercer nivel
		A,B,C	0.4	0.2	---	---	Tercer nivel

**PLANTILLA RECOLECCION DE DATOS Y
EVALUACIÓN VISUAL DE ESTRUCTURAS**



Tesis: Vulnerabilidad Sísmica Estructural de los Edificios Principales de la FIC-UNI

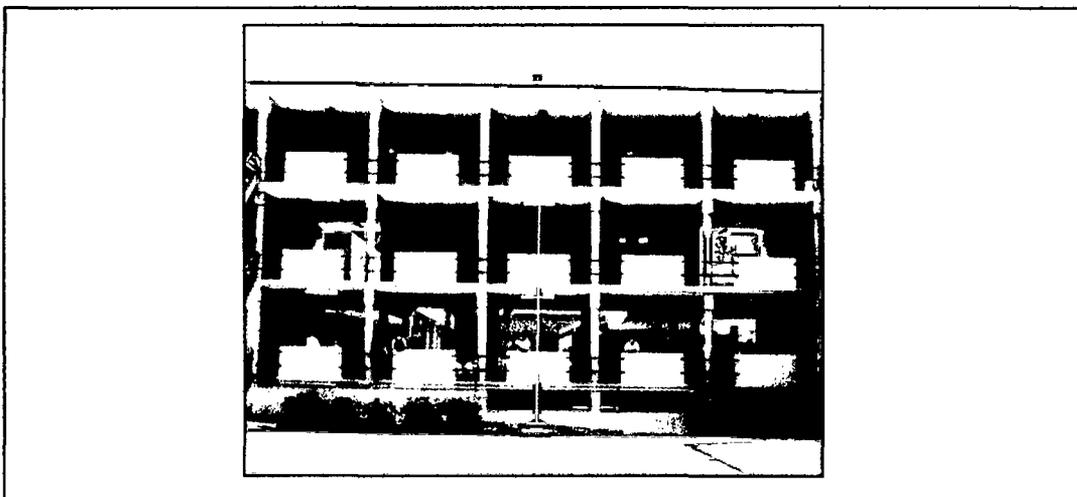
Dirección : Campus UNI-FIC

Fecha : 07/09/2004

Inspector: ACV

Nombre del Edificio : G2

Fotografía:

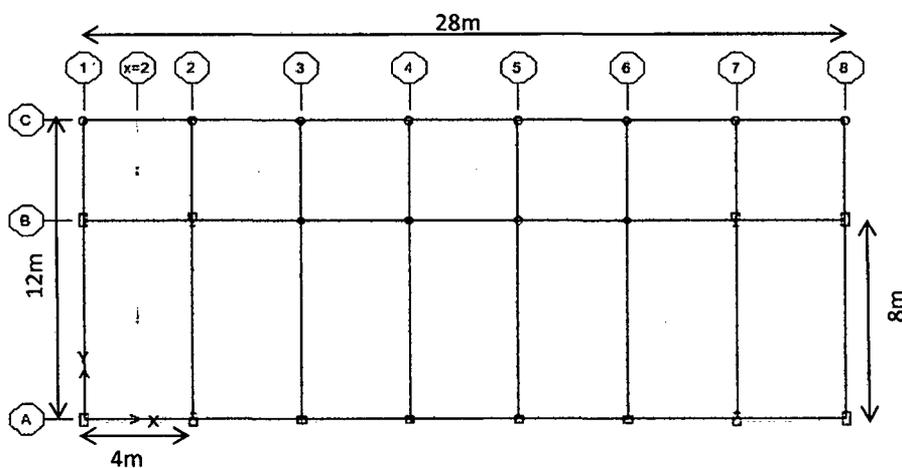


Año de construcción: 1955

Nro. de pisos: 3 pisos + sótano

Uso: Aulas

Dimensiones en planta (m) :

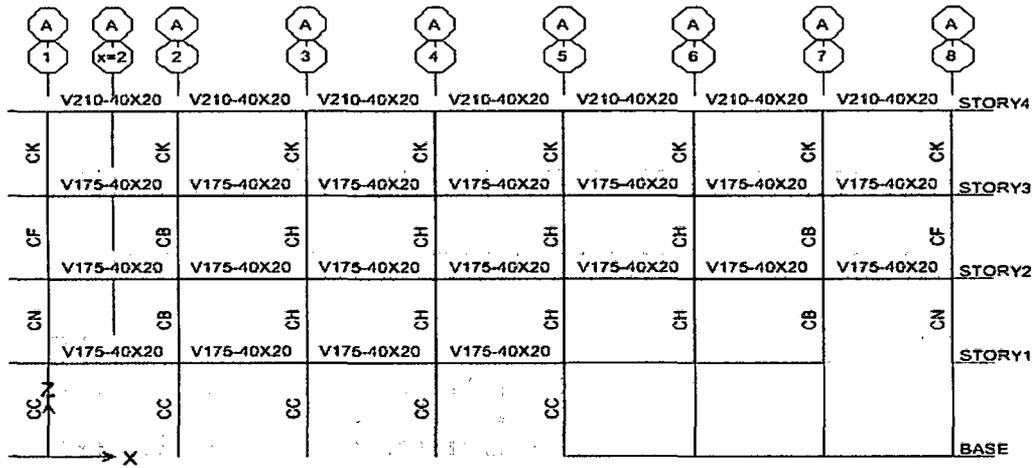


planta típica

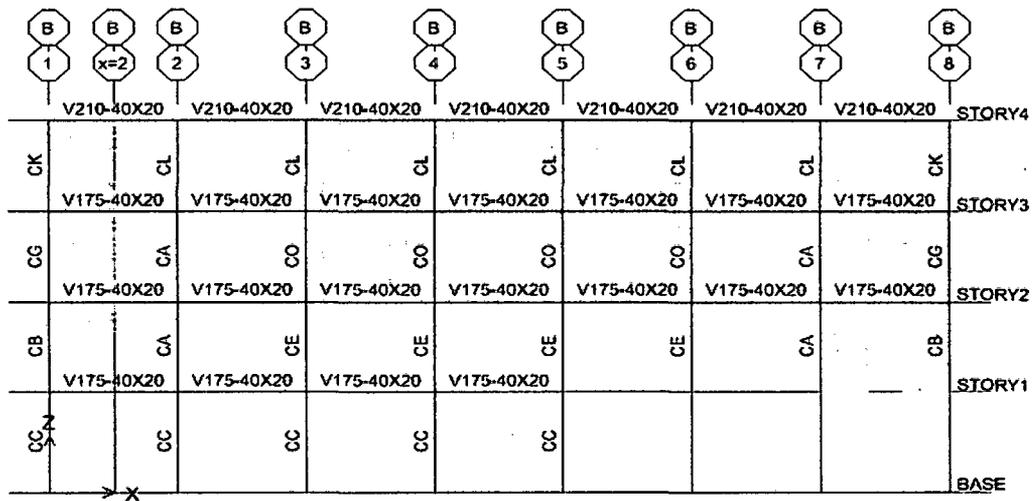
Tipo de construcción: Pórticos con muros de albañilería de relleno de 15cm tercer nivel y eje A. 25cm primer y segundo nivel excepto eje A. Losas aligeradas de 20 cm. Placas de 30cm en el sótano.

Conservación: bien conservado

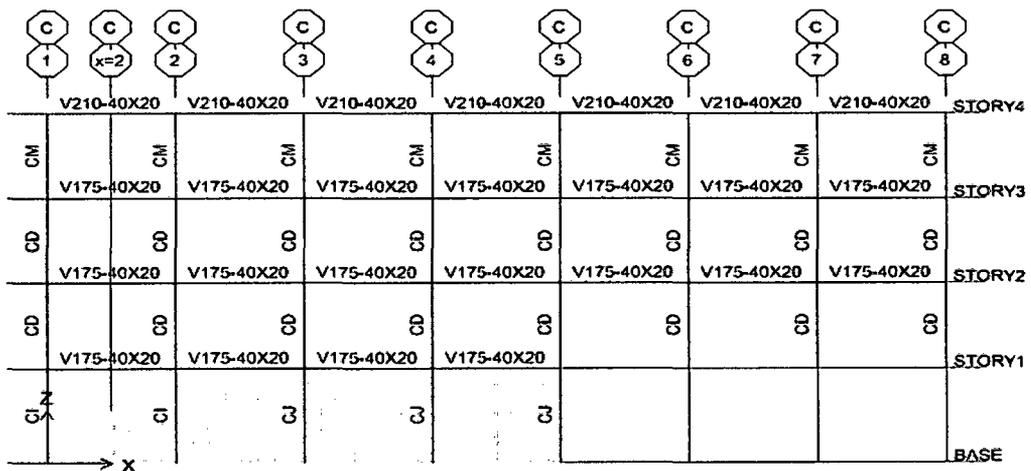
Elevaciones:



EJE A

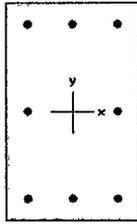


EJE B



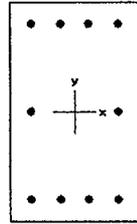
EJE C

Auscultación de columnas:



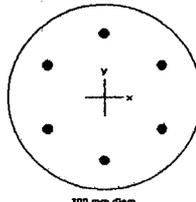
300 x 500 mm
1.52% reinf.
CB

Diámetro #6



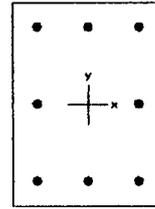
300 x 500 mm
1.90% reinf.
CC

Diámetro #6



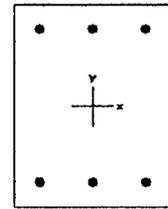
300 mm diam.
1.68% reinf.
CD

Diámetro #5



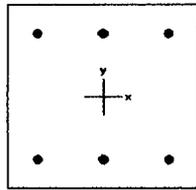
300 x 400 mm
1.90% reinf.
CF

Diámetro #6



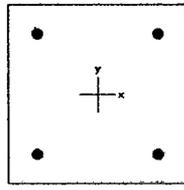
300 x 400 mm
1.43% reinf.
CG

Diámetro #6



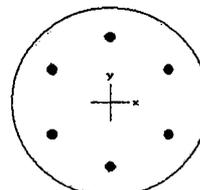
300 x 300 mm
1.32% reinf.
CK

Diámetro #5



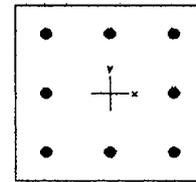
300 x 300 mm
1.27% reinf.
CL

Diámetro #6



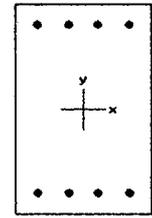
300 mm diam.
1.68% reinf.
CM

Diámetro #5



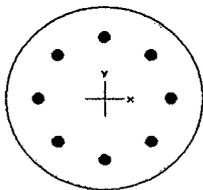
300 x 300 mm
2.53% reinf.
CH

Diámetro #6



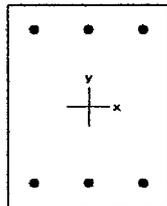
300 x 500 mm
1.52% reinf.
CN

Diámetro #6



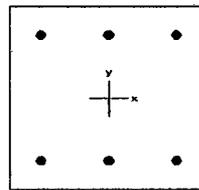
300 mm diam.
3.23% reinf.
CE

Diámetro #6



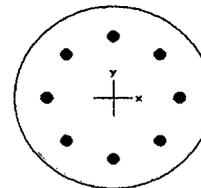
300 x 400 mm
1.43% reinf.
CA

Diámetro #6



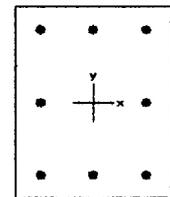
300 x 300 mm
1.32% reinf.
CO

Diámetro #6



400mm
1.90% reinf.
CI

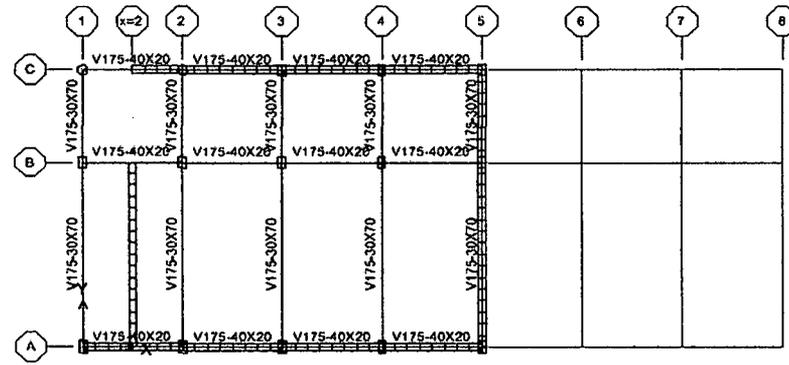
Diámetro #5



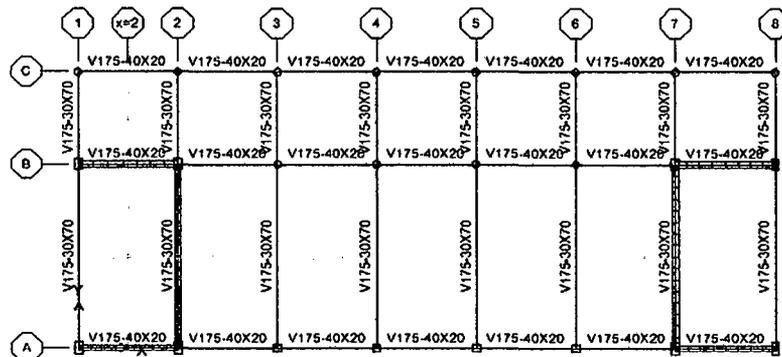
300 x 500 mm
1.52% reinf.
CJ

Diámetro #6

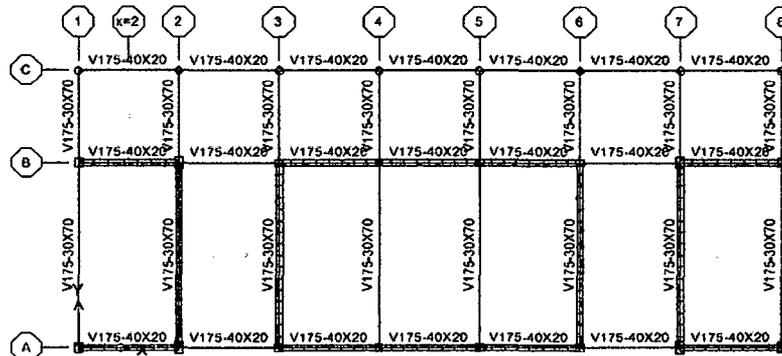
Auscultación de vigas:



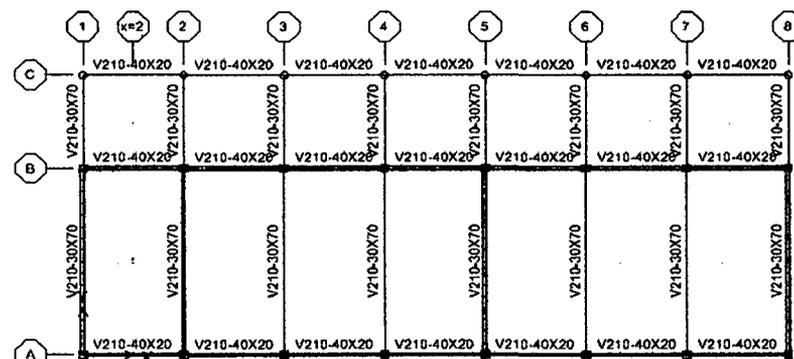
SOTANO



PRIMER NIVEL



SEGUNDO NIVEL



TERCER NIVEL

Edificio	Elemento	EJE	Sección (m.)		Cantidad de varillas al centro de la viga	Diámetro del acero	Observaciones
			ancho	peralte			
G2	Viga	A,B,C	0.4	0.2	----	---	Del sótano al 2do. Nivel
		A,B,C	0.4	0.2	----	---	Tercer nivel
		del 1 al 8	0.3	0.7	5	#6	Sótano
		del 1 al 8	0.3	0.7	4	#6	Primero y segundo nivel

**PLANTILLA RECOLECCION DE DATOS Y
EVALUACIÓN VISUAL DE ESTRUCTURAS**



Tesis: Vulnerabilidad Sísmica Estructural de los Edificios Principales de la FIC-UNI

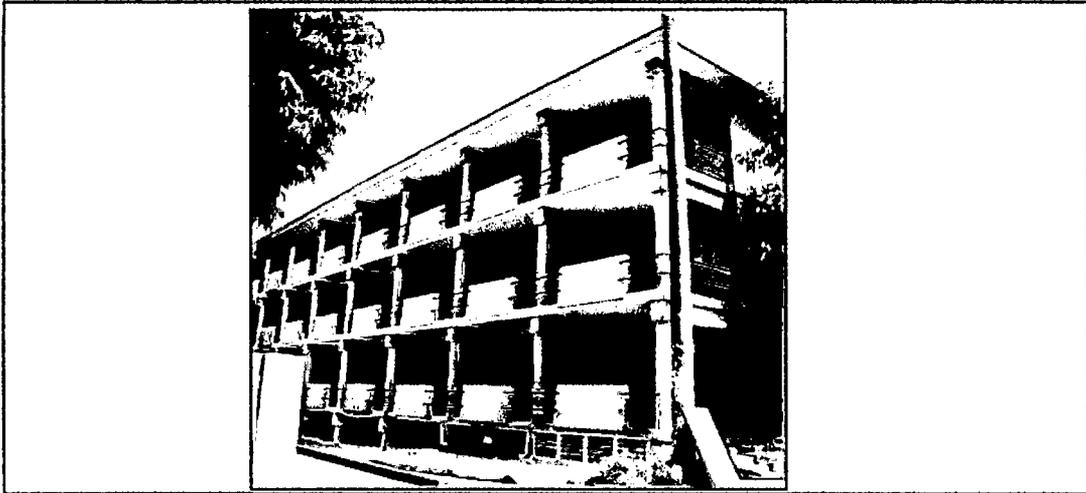
Dirección : Campus UNI-FIC

Fecha : 07/09/2004

Inspector: ACV

Nombre del Edificio : G3

Fotografía:

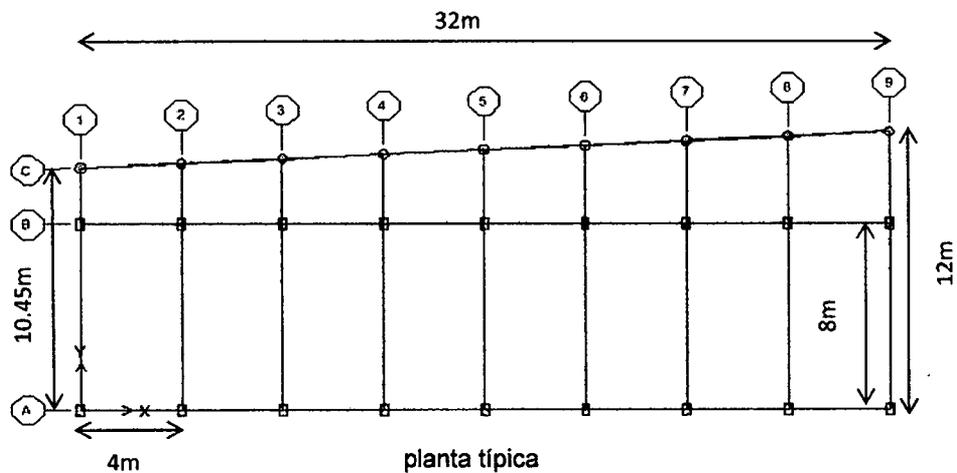


Año de construcción: 1955

Nro. de pisos: 3 pisos + sótano

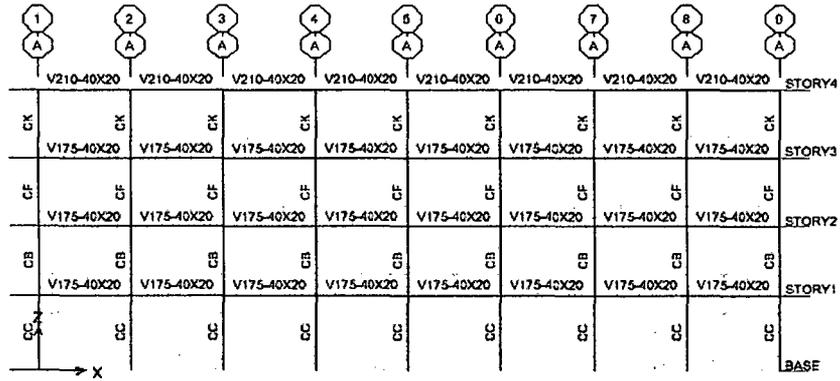
Uso: Aulas

Dimensiones en planta (m) :

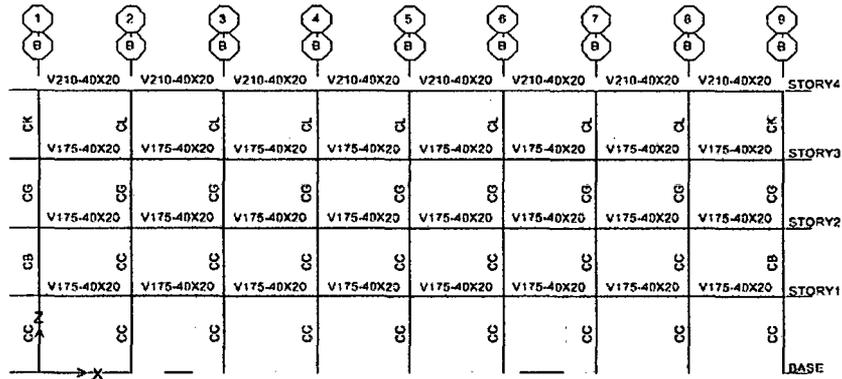


Tipo de construcción: Pórticos con muros de albañilería de relleno de 15cm tercer nivel y eje A. 25cm primer y segundo nivel excepto eje A, eje 1 de 40cm. Losas aligeradas de 20 cm.
Conservación: bien conservado

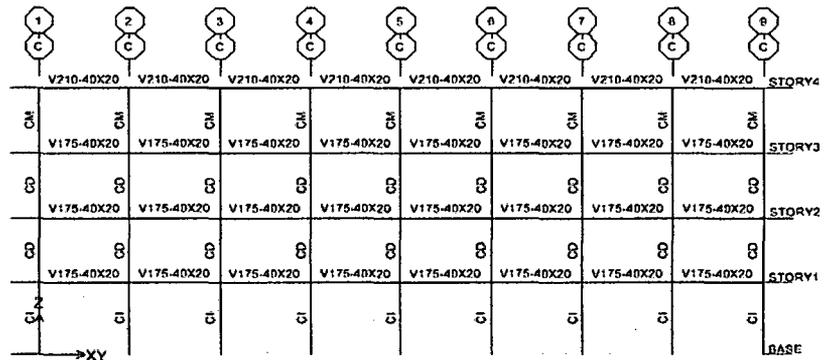
Elevaciones:



EJE A

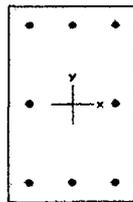


EJE B

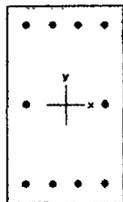


EJE C

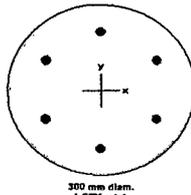
Auscultación de columnas:



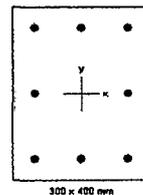
300 x 500 mm
1.50% reinf.
CB
Diámetro #6



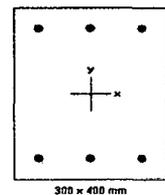
300 x 500 mm
1.90% reinf.
CC
Diámetro #6



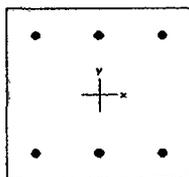
300 mm diam.
1.60% reinf.
CD
Diámetro #5



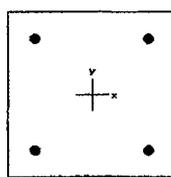
300 x 400 mm
1.90% reinf.
CF
Diámetro #6



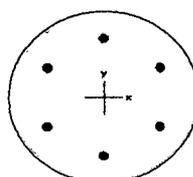
300 x 400 mm
1.43% reinf.
CG
Diámetro #6



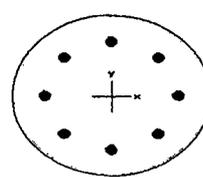
300 x 300 mm
1.30% reinf.
CK
Diámetro



300 x 300 mm
1.27% reinf.
CL
Diámetro

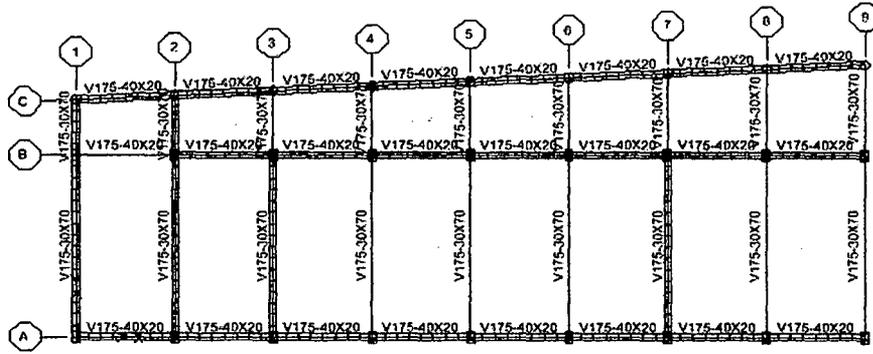


300 mm diam.
1.60% reinf.
CM
Diámetro

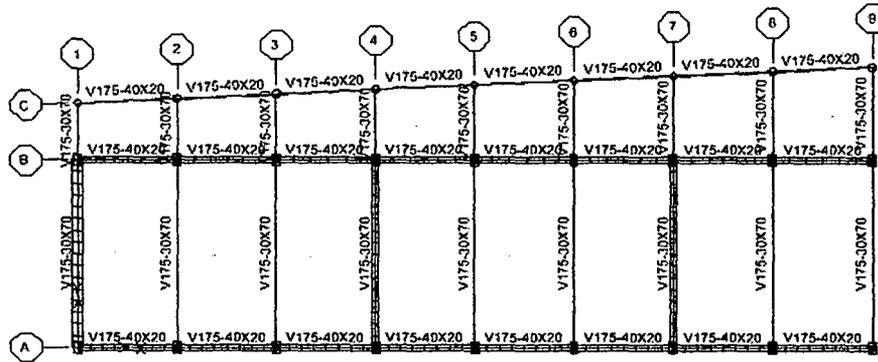


400mm
CI
Diámetro

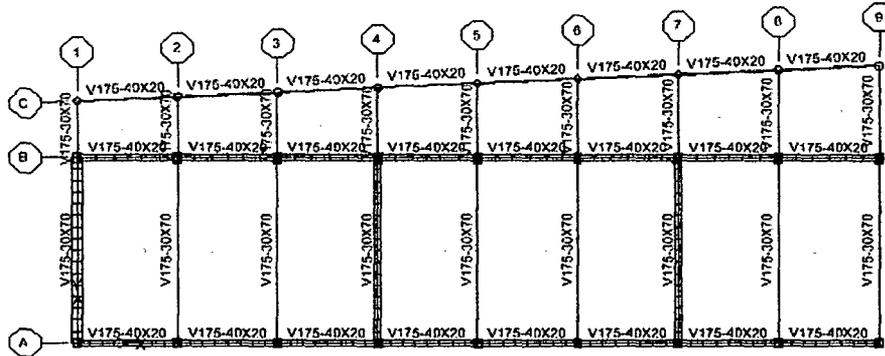
Auscultación de vigas:



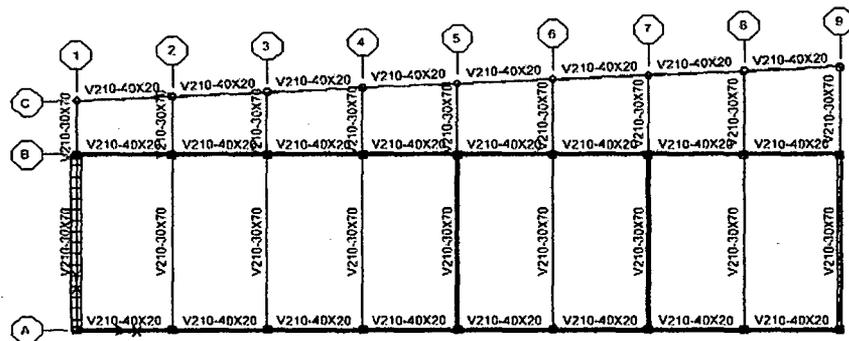
SOTANO



PRIMER NIVEL



SEGUNDO NIVEL



TERCER NIVEL

Edificio	Elemento	EJE	Sección (m.)		Cantidad de varillas al centro de la viga	Diámetro del acero	Observaciones
			ancho	peralte			
G3	Viga	A,B,C	0.4	0.2	---	---	Del sótano al 2do. Nivel
		A,B,C	0.4	0.2	---	---	Tercer nivel
		del 1 al 9	0.3	0.7	5	#6	Sótano
		del 1 al 9	0.3	0.7	4	#6	Primero y segundo nivel
		del 1 al 9	0.3	0.7	6	#6	Tercer nivel

**PLANTILLA RECOLECCION DE DATOS Y
EVALUACIÓN VISUAL DE ESTRUCTURAS**



Tesis: Vulnerabilidad Sísmica Estructural de los Edificios Principales de la FIC-UNI

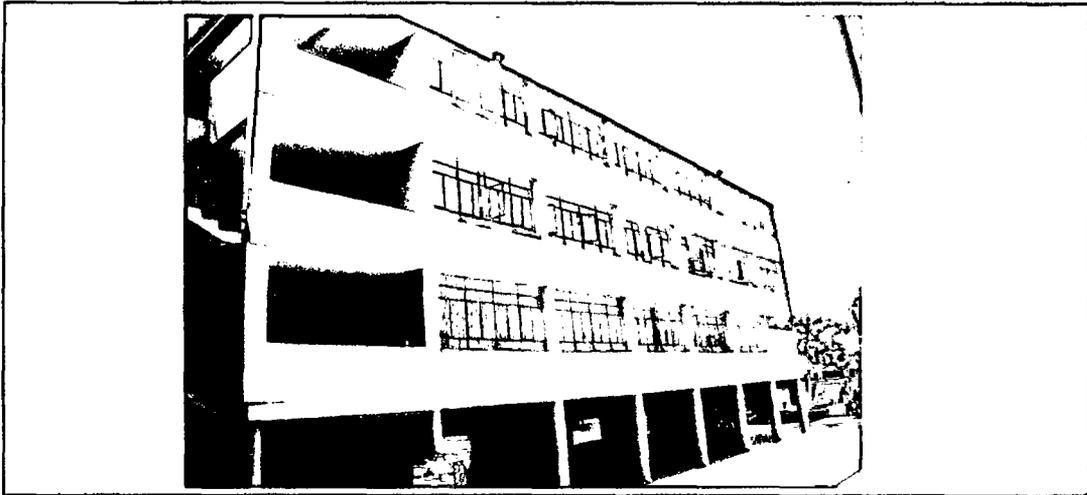
Dirección : Campus UNI-FIC

Fecha : 23/11/2004

Inspector: ACV

Nombre del Edificio : G4

Fotografía:

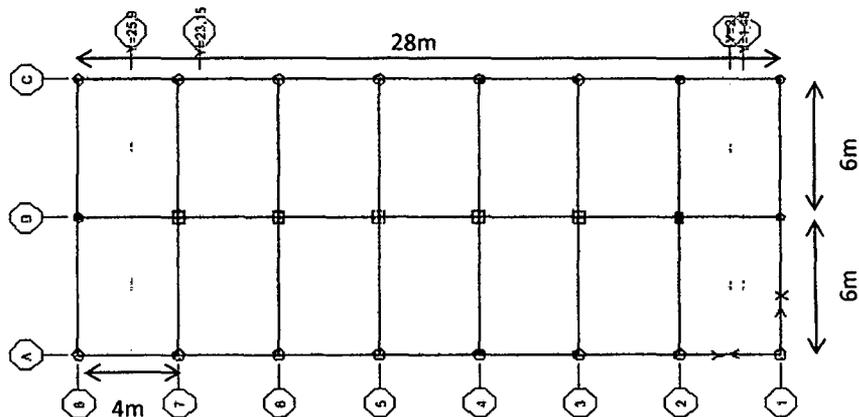


Año de construcción: 1955

Nro. de pisos: 4 pisos

Uso: primer piso: Laboratorio, segundo: oficinas, tercero: biblioteca, cuarto: sala de lectura

Dimensiones en planta (m) :

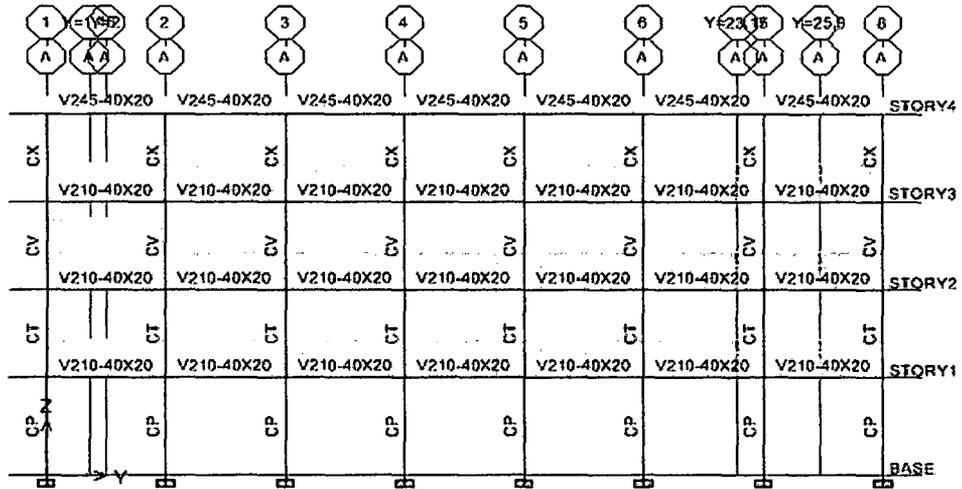


planta típica

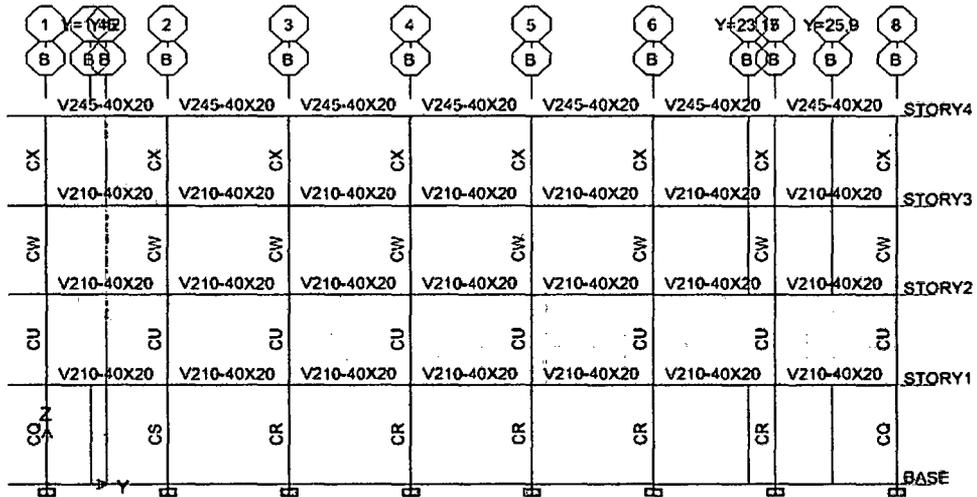
Tipo de construcción: Pórticos con muros de albañilería de relleno de 25cm excepto parapetos del eje 1 que son de 15cm. Losas aligeradas de 20 cm.

Conservación: bien conservado

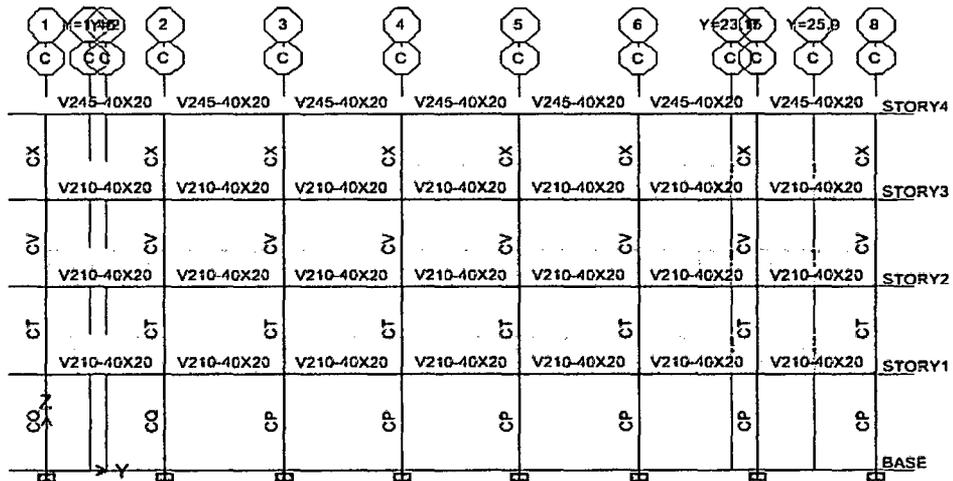
Elevaciones:



EJE A

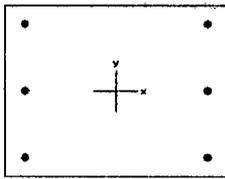


EJE B



EJE C

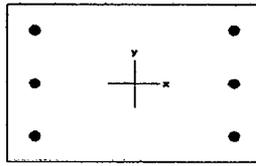
Auscultación de columnas:



550 x 450 mm
0.76% reinf.

CR

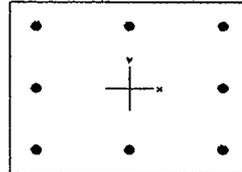
Diámetro #6



450 x 300 mm
1.27% reinf.

CS

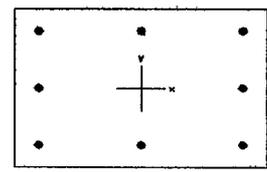
Diámetro #6



450 x 350 mm
1.45% reinf.

CT

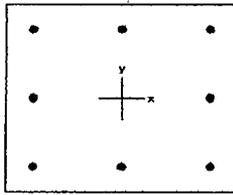
Diámetro #6



520 x 350 mm
1.25% reinf.

CU

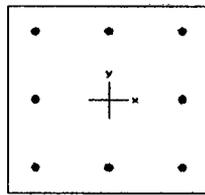
Diámetro #6



400 x 350 mm
1.13% reinf.

CV

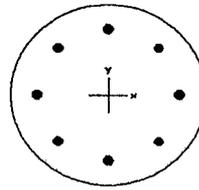
Diámetro #5



350 x 350 mm
1.25% reinf.

CW

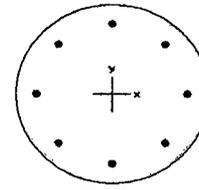
Diámetro #5



350 mm diam.
2.20% reinf.

CQ

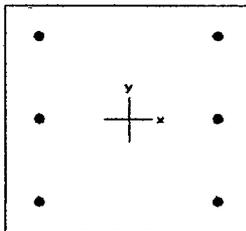
Diámetro #6



450 mm diam.
1.43% reinf.

CP

Diámetro #6

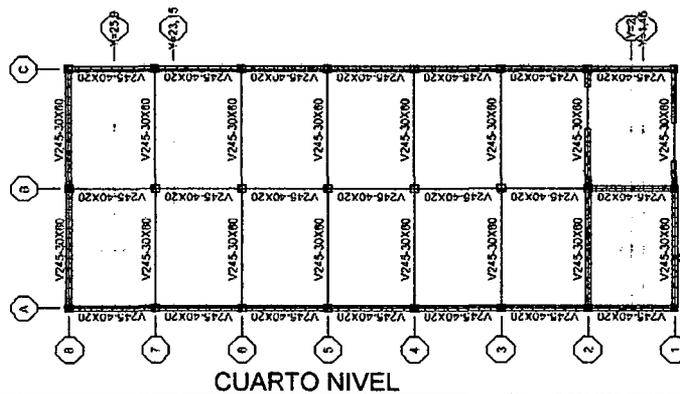
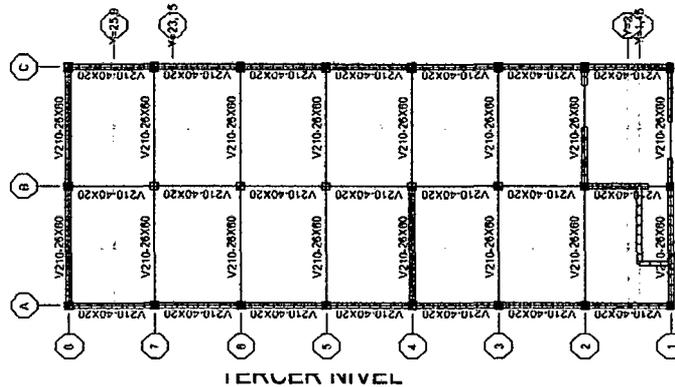
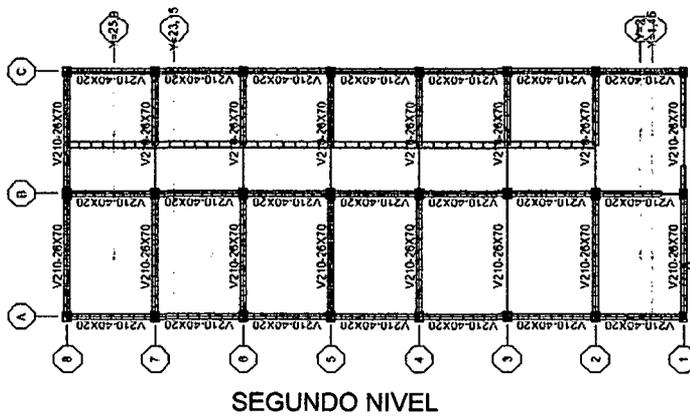
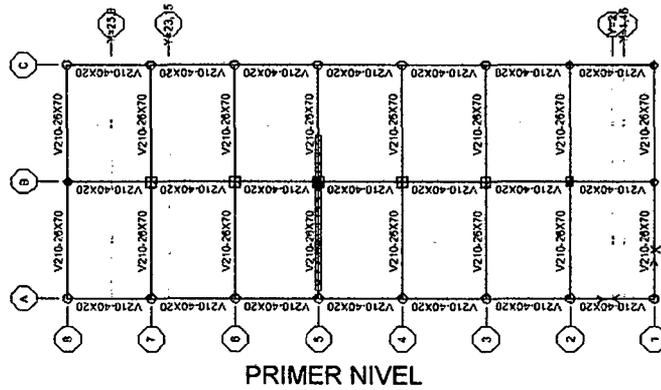


350 x 350 mm
0.97% reinf.

CX

Diámetro #5

Auscultación de vigas:



Edificio	Elemento	EJE	Sección (m.)		Cantidad de varillas al centro de la viga	Diámetro del acero	Observaciones
			ancho	peralte			
G4	Viga	A,B,C	0.4	0.2	—	---	Todos los niveles
		del 1 al 8	0.26	0.7	3	#6	Primero y segundo nivel
		del 1 al 8	0.26	0.6	3	#6	Tercer nivel
		del 1 al 8	0.3	0.6	3	#6	Cuarto nivel

**PLANTILLA RECOLECCION DE DATOS Y
EVALUACIÓN VISUAL DE ESTRUCTURAS**



Tesis: Vulnerabilidad Sísmica Estructural de los Edificios Principales de la FIC-UNI

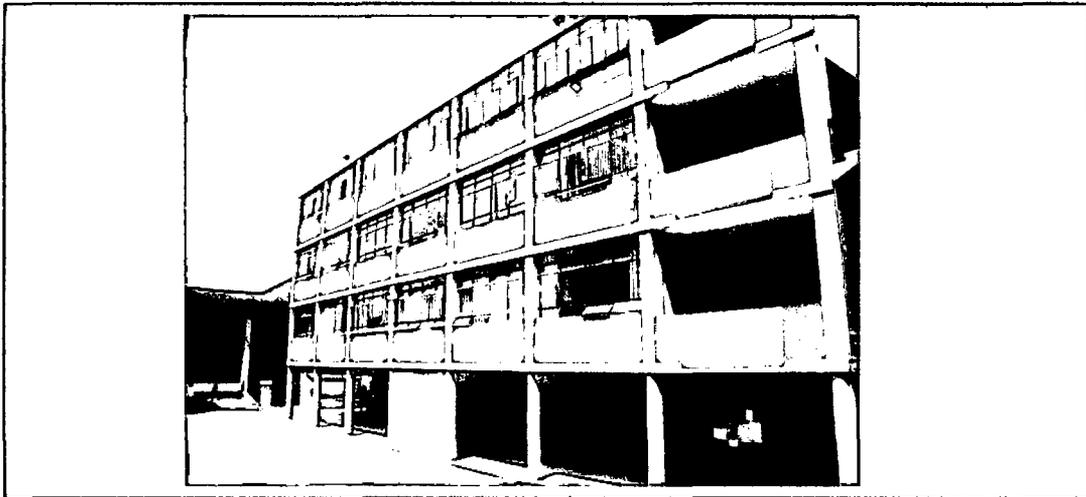
Dirección : Campus UNI-FIC

Fecha : 23/11/2004

Inspector: ACV

Nombre del Edificio : G5

Fotografía:

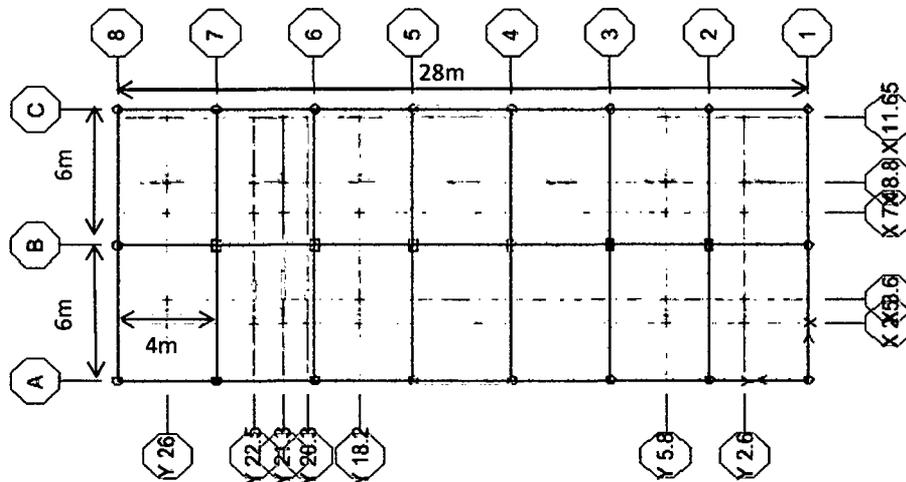


Año de construcción: 1955, reforzado en 1969.

Nro. de pisos: 4 pisos

Uso: Primer nivel: laboratorios y oficinas, segundo y tercero: oficinas, cuarto: aulas.

Dimensiones en planta (m) :

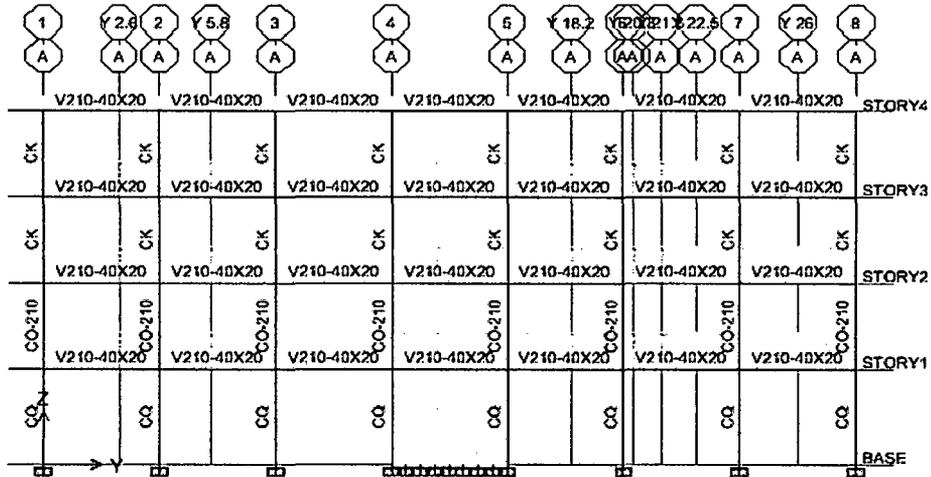


planta típica

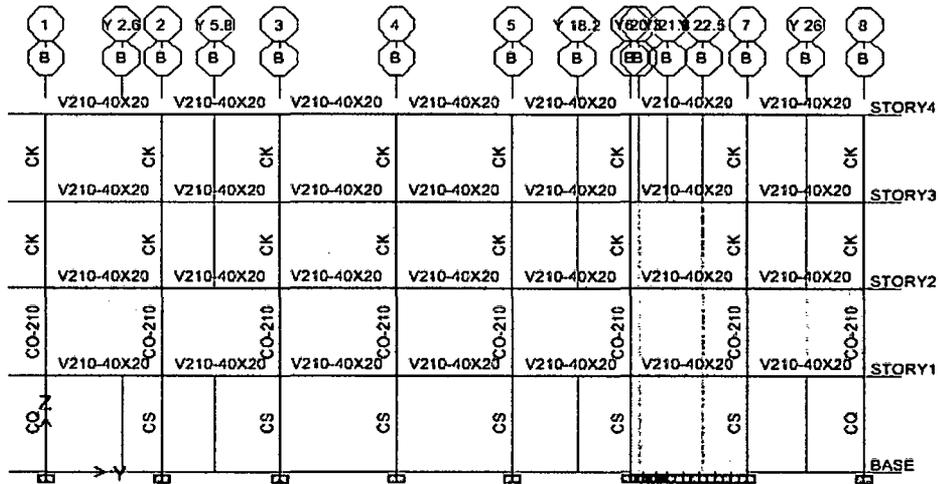
Tipo de construcción: Pórticos con muros de albañilería de relleno de 25cm excepto parapetos del eje 1 que son de 15cm. Las placas son de 25cm y las losas aligeradas de 20 cm.

Conservación: bien conservado.

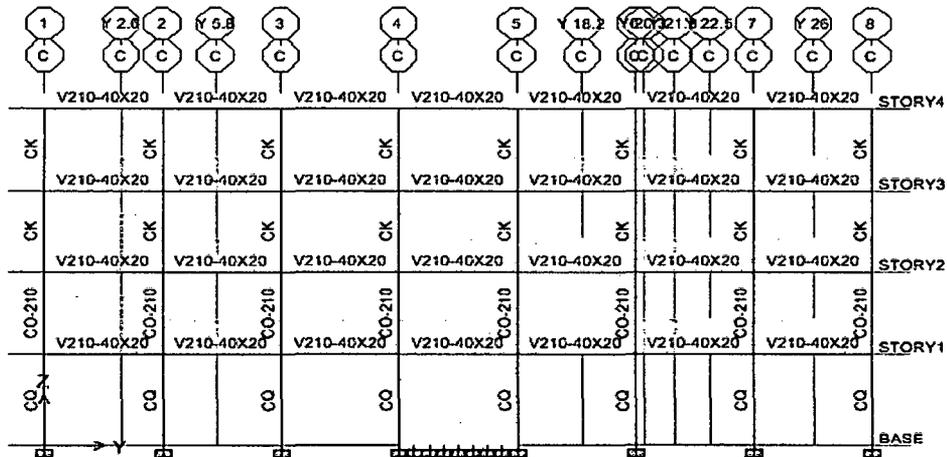
Elevaciones:



EJE A

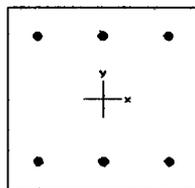


EJE B

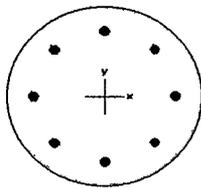


EJE C

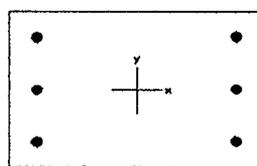
Auscultación de columnas:



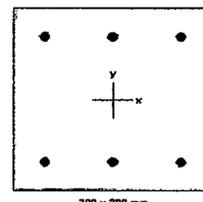
CK
Diámetro #5



CQ
Diámetro #6

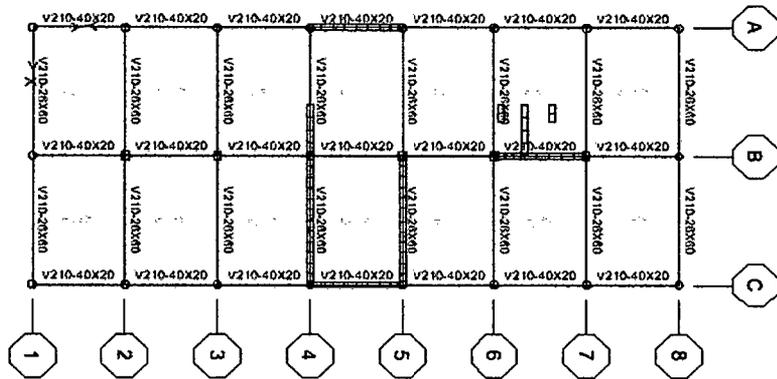


CS
Diámetro #6

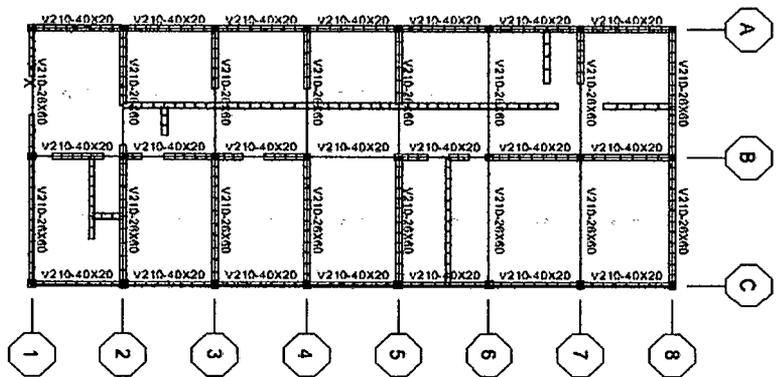


CO
Diámetro #6

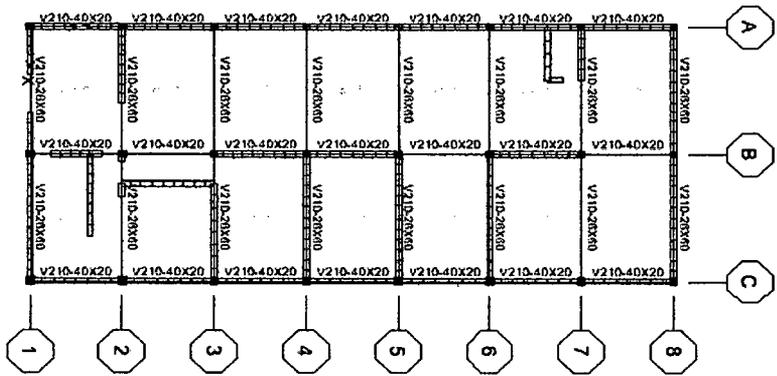
Auscultación de vigas:



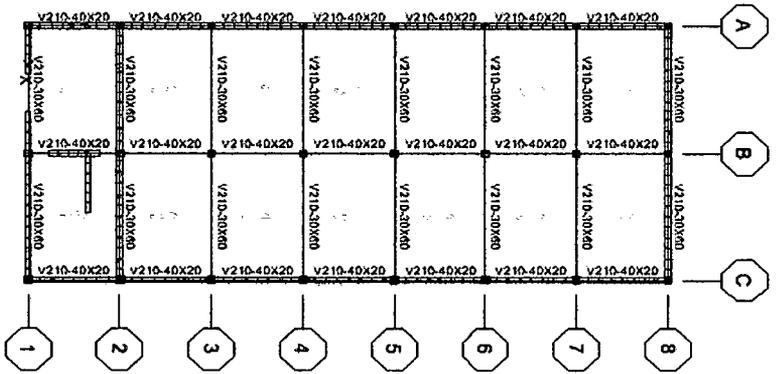
PRIMER NIVEL



SEGUNDO NIVEL



TERCER NIVEL



CUARTO NIVEL

Edificio	Elemento	EJE	Sección (m.)		0.4	0.26	0.6	3	#6	Todos los niveles
			ancho	peralte						
G4	Viga	A,B,C	0.4	0.26	0.4	0.26	0.6	3	#6	Del 1er. al 3er. nivel.
		del 1 al 8	0.26	0.26	0.4	0.26	0.6	3	#6	Cuarto nivel
Observaciones	Cantidad de varillas al centro de la viga		Díametro del acero							

ANEXO 3

Estudio de Mecánica de Suelos



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070. Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME TÉCNICO N° S04-302

**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON
FINES DE CIMENTACION**

**TESIS: ESTUDIO DE LA
VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL
SÍSMICA DE LA FIC - UNI**

EJECUCIÓN:

Ing. Antioco Quiñones Villanueva.

REVISIÓN:

Ing. Wilfredo Gutiérrez Lázares



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

FIGURAS

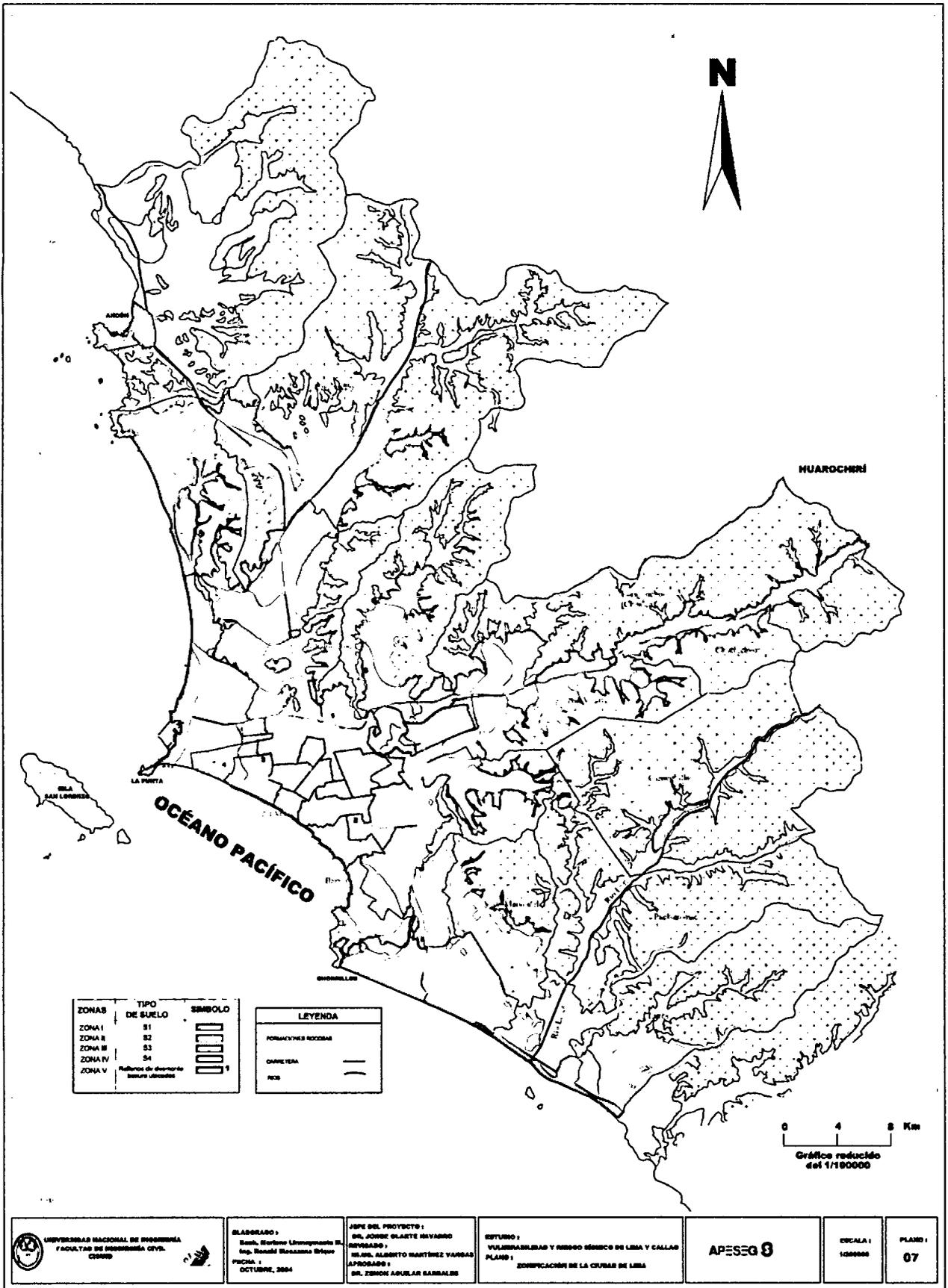


Figura N°1: Zonificación de la ciudad de Lima

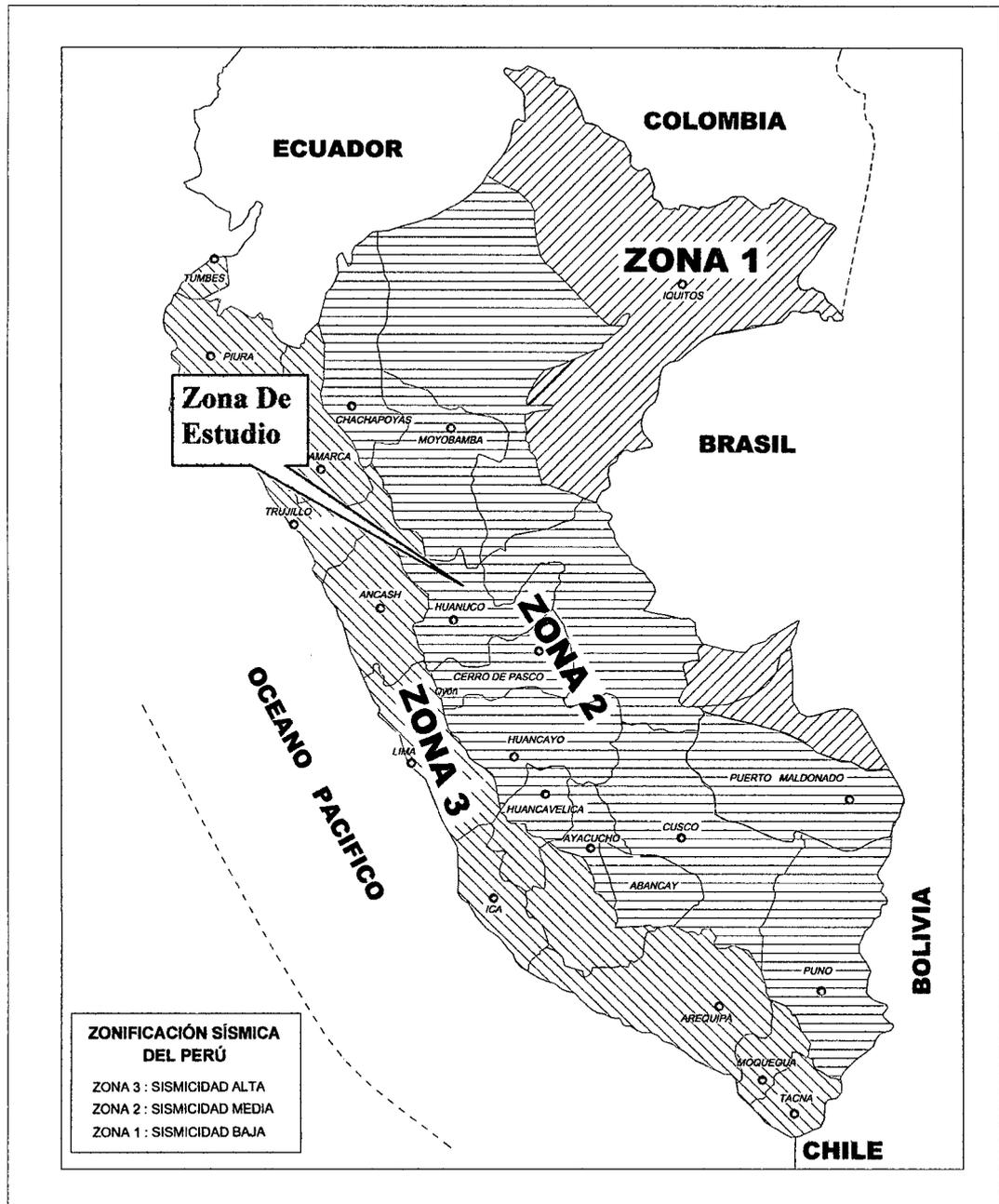


FIGURA N° 2: Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, según el Reglamento Nacional de Construcción (1997).



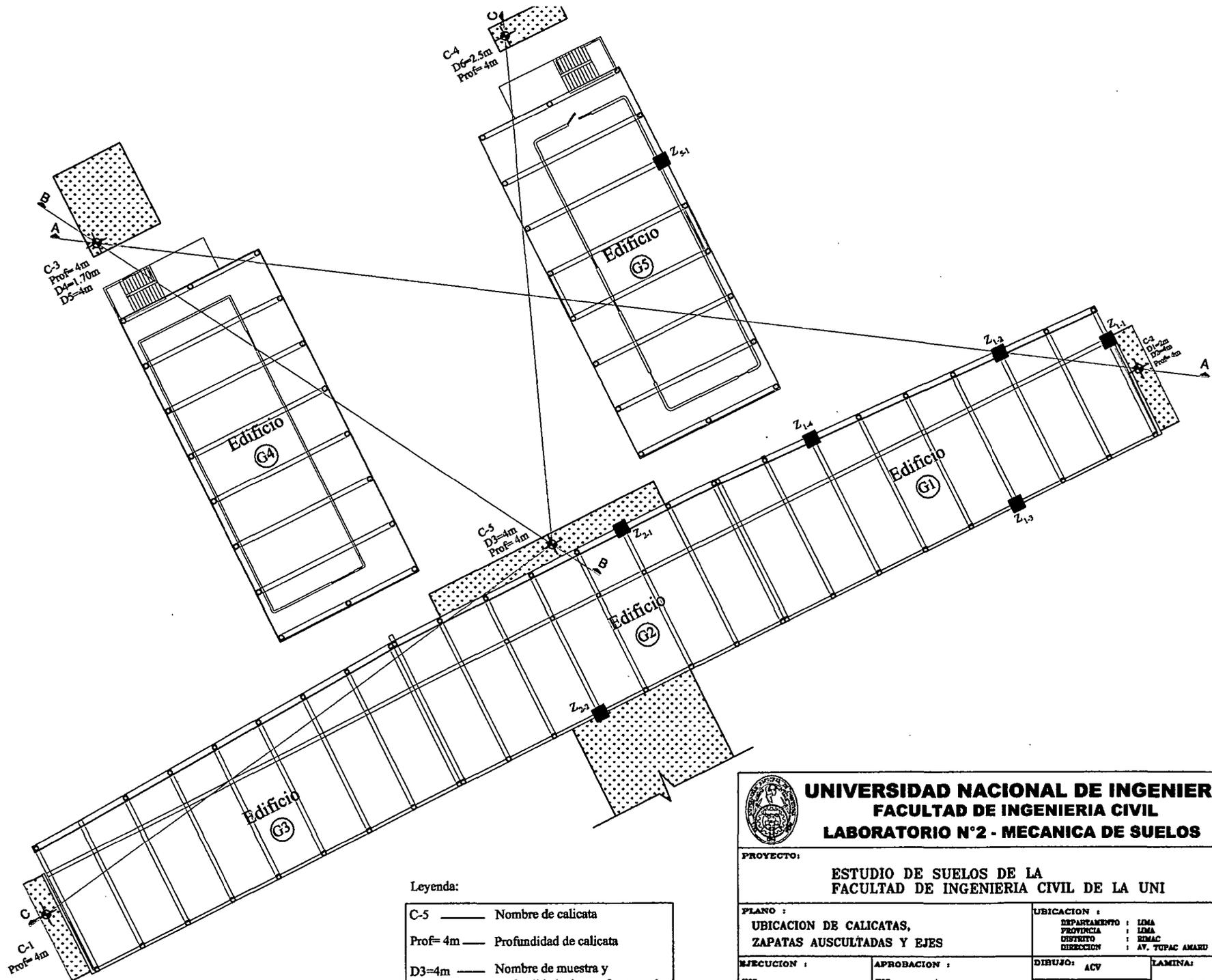
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

PLANOS



Leyenda:

C-5	Nombre de calicata
Prof= 4m	Profundidad de calicata
D3=4m	Nombre de muestra y profundidad a la que fue tomada



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO N°2 - MECANICA DE SUELOS**

PROYECTO: **ESTUDIO DE SUELOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNI**

PLANO : **UBICACION DE CALICATAS, ZAPATAS AUSCULTADAS Y EJES**

UBICACION :
 DEPARTAMENTO : LIMA
 PROVINCIA : LIMA
 DISTRITO : RIMAC
 DIRECCION : AV. TUPAC AMARU S/N

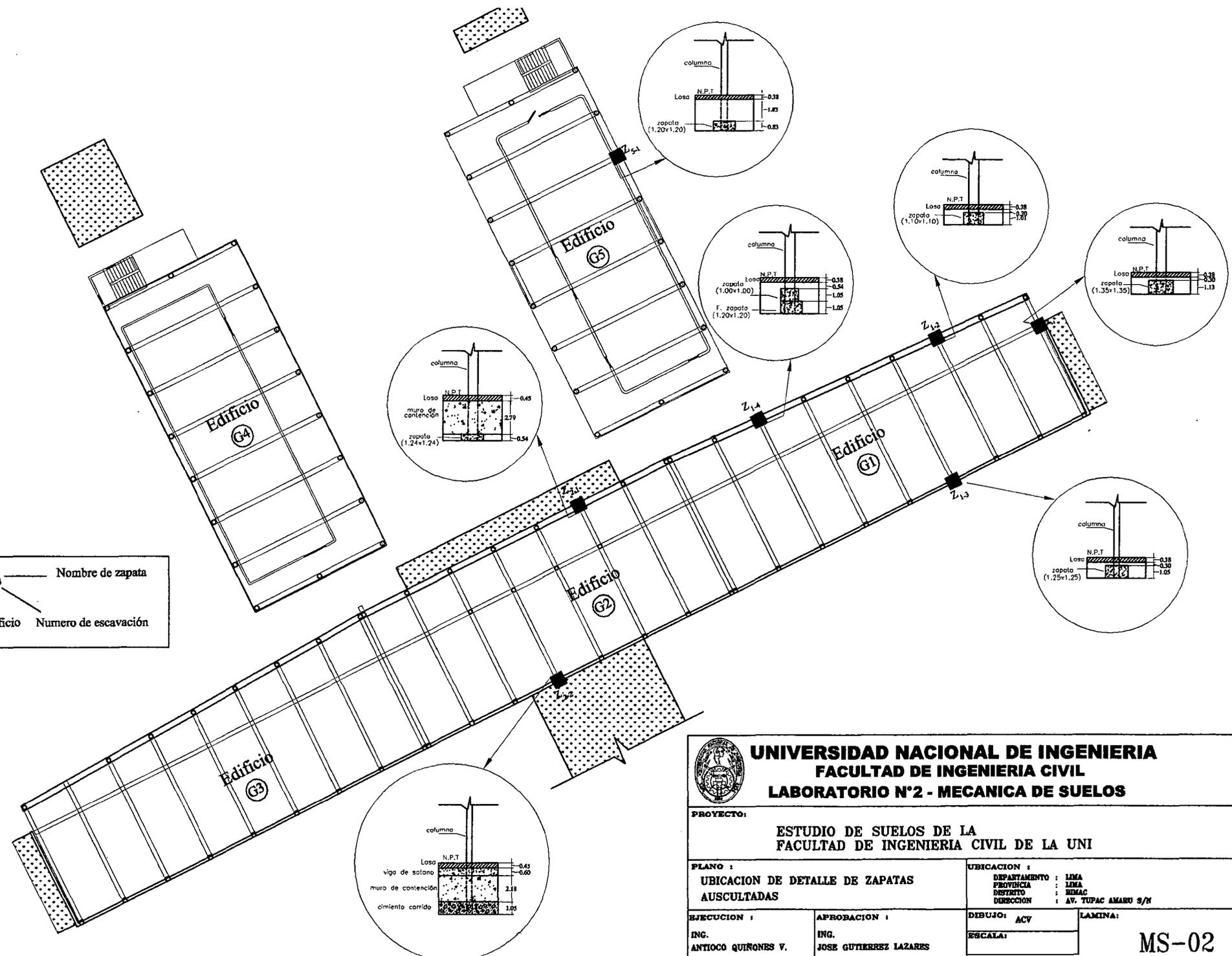
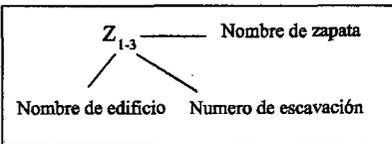
EJECUCION :
 ING. ANTONIO QUIRONES V.

APROBACION :
 ING. JOSE GUTIERREZ LAZARES

DIBUJO: ACV
 ESCALA:

LAMINA:
MS-01

Leyenda:



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO N°2 - MECANICA DE SUELOS

PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNI			
PLANO : UBICACION DE DETALLE DE ZAPATAS AUSCULTADAS		UBICACION : DEPARTAMENTO : LIMA PROVINCIA : LIMA DISTRITO : REMAC DIRECCION : AV. TUPAC AMARU S/N	
EJECUCION : INC. ANTOCO QUIÑONES V.	APROBACION : INC. JOSE GUTIERREZ LAZARES	DIBUJO: ACV ESCALA:	LAMINA: MS-02



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

CUADROS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

CUADRO N° 1:

Descripción de Calicatas

Calicata	Profundidad (m)
C-1	4.00
C-2	4.80
C-3	4.00
C-4	4.00
C-5	4.00

CUADRO N° 2:

Clasificación de Suelos

Perforación	C-3	C-3	C-3	C-4	C-5
Muestra	M-2	M-3	M-4	M-1	M-2
Prof. (m)	0.90-1.10	1.10-1.35	1.35-4.00	0.20-0.35	0.10-3.50
% de Gravas	0.0	0.00	76.9	0.00	76.9
% de Arenas	24.1	92.9	21.70	94.6	22.10
% de Finos	75.9	7.1	1.4	5.4	1.0
LL. (%)	24.70	NP	NP	NP	NP
LP. (%)	16.90	NP	NP	NP	NP
IP (%)	7.80	NP	NP	NP	NP
SUCS	CL	SP-SM	GP	SP-SM	GP



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

CUADRO N° 3:

**Ensayos Para Obtener Los
Parámetros De Resistencia Al Corte**

Prueba	1	1
Ensayo	Corte Directo	Corte Directo
Calicata	C-3	C-5
Muestra	M-4	M-2
Prof.(m)	1.35-4.00	0.10-3.50
SUCS	GP	GP
Condición	Remoldeado (< tamiz N° 4)	Remoldeado (< tamiz N° 4)
γ_d (gr/cm ³)	1.673	1.644
ω (%)	2.3	2.2
c (kg/cm ²)	0.00	0.00
ϕ (°)	34.6	34.0

CUADRO N° 4:

Densidad de Campo con el Cono de Arena de 12" (ASTM D-1556)

Calicata	C-1	C-2	C-3	C-3	C-4	C-5
Prof. (m)	3.50	3.50	1.70	4.00	2.60	3.50
Densidad Total (gr/cm ³)	2.074	2.377	2.240	2.331	2.159	2.327
Contenido de Humedad (%)	2.100	2.300	1.900	2.300	2.000	2.500
Densidad Seca (gr/cm ³)	2.031	2.324	2.198	2.279	2.117	2.270



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

CUADRO N° 5

Ensayo de Densidad Máxima y Densidad Mínima

Calicata	C-3	C-5
Prof. (m)	4.00	3.50
Densidad Mínima	1.987	2.032
Densidad Máxima	2.282	2.248

CUADRO N° 6

Dimensiones de las zapatas encontradas en la exploración de campo

Zapata	Dimensiones (m)	Desplante (m)
Z_1-1	1.35 x 1.35	1.20
Z_1-2	1.10 x 1.10	1.12
Z_1-4	1.20 x 1.20	2.00
Z_2-1	1.24 x 1.24	2.52
Z_5-1	1.20 x 1.20	2.02



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

TABLAS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

TABLA N° 1

ELEMENTOS QUIMICOS NOCIVOS PARA LA CIMENTACION

PRESENCIA EN EL SUELO DE:	p.p.m.	GRADO DE ALTERACION	OBSERVACION
SULFATOS (*)	0 - 1,000	Leve	Ocasiona un ataque químico al Concreto de la cimentación.
	1,000 - 2,000	Moderado	
	2,000 - 20,000	Severo	
	> 20,000	Muy severo	
CLORUROS (**)	> 6,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras y elementos metálicos.
SALES SOLUBLES TOTALES (**)	> 15,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia por lixiviación.

(*) Comité 318-83 ACI

(**) Experiencia Existente.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio Nº 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

TABLA Nº 2

TIPO DE CEMENTO REQUERIDO PARA EL CONCRETO EXPUESTO

AL ATAQUE DE LOS SULFATOS

GRADO DE ATAQUE DE LOS SULFATOS	PORCENTAJE DE SULFATOS SOLUBLES (SO₄) EN LA MUESTRA DE SUELO (%)	PARTES POR MILLON DE SULFATOS (SO₄) EN AGUA (p.p.m.)	TIPO DE CEMENTO	RELACION AGUA/CEMENTO MAXIMA (concreto normal)
Despreciable	0 a 0.10	0 a 150	I	
Moderado	0.10 a 0.20	150 a 1,500	II	0.50
Agresivo	0.20 a 2.00	1,500 a 10,000	V	0.45
Muy Agresivo	> de 2.00	> 10,000	V + puzolana	0.45

P.C.A. Asociación Cemento Portland



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

ANEXO I

REGISTRO DE CALICATAS



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

REGISTRO DE CALICATAS

SOLICITANTE: Bach. Ing. Audry Victoria Camacho Villegas

CALICATA : C-1

PROYECTO : ESTUDIO DE SUELOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PROF.(m) : 4.00

UBICACION : Campus UNI-FIC

N.F. : ***

FECHA : 07, Enero del 2004

Sondaje		CLASIFICACIÓN SUCS	Símbolo	DESCRIPCION
0.10	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	CL		Arcilla de baja plasticidad, color marrón oscuro, moderado contenido de humedad. Se encuentran pedazos de ladrillos, y restos de raices, en baja proporción.
0.20				
0.30		SM		Arena fina con limo, color beige amarillento, baja humedad, semi suelta.
0.40				
0.50		GP		Conglomerado de Lima. Bolonería, T max = 6", T prom = 4", redondeada, La matriz es arena limosa, color beige amarillento.
0.60				
0.70		SP		Arena fina suelta, limpia, color plumizo amarillento, baja humedad.
0.80				
0.90		GP		Conglomerado de Lima. Bolonería de T máx = 18", T prom = 12", color plumizo azulado. La matriz es arena fina, limpia, color beige amarillento. En el estrato se observan raices. Bajo contenido de humedad.
1.00				
1.10				
1.20				
1.30				
1.40				
1.50				
1.60				
1.70				
1.80				
1.90				
2.00				
2.10				
2.20				
2.30				
2.40				
2.50				
2.60				
2.70				
2.80				
2.90				
3.00				
3.10				
3.20				
3.30				
3.40				
3.50				
3.60				
3.70				
3.80				
3.90				
4.00				



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

REGISTRO DE CALICATAS

SOLICITANTE: Bach. Ing. Audry Victoria Camacho Villegas

PROYECTO : ESTUDIO DE SUELOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

UBICACION : Campos UNI-FIC

FECHA : 07, Enero del 2004

CALICATA : C-2

PROF.(m) : 4.80

N.F. : ***

Sondaje		CLASIFICACIÓN SUCS	Simbolo	DESCRIPCION
0.10	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	CL		Arcilla de baja plasticidad, color marrón oscuro, moderado contenido de humedad. Se encuentran pedazos de ladrillos, y restos de raíces, en baja proporción.
0.20				
0.30				
0.40				
0.50				
0.60				
0.70				
0.80		SM		Arena limosa beige amarillento, baja humedad, semi suelta, presenta manchas de oxidación y raíces.
0.90				
1.00		GP		Bolonería de color plomizo azulado, mayor de 3", aproximadamente 40%. Grava pobremente graduada. T. máx= 20". Matriz areno limosa, color plomizo, suelto, baja humedad.
1.10				
1.20				
1.30				
1.40				
1.50				
1.60				
1.70				
1.80				
1.90				
2.00				
2.10				
2.20				
2.30				
2.40				
2.50				
2.60				
2.70				
2.80				
2.90				
3.00				
3.10				
3.20				
3.30				
3.40				
3.50				
3.60				
3.70				
3.80				
3.90				
4.00				
4.10				
4.20				
4.30				
4.40				
4.50				
4.60				
4.70				
4.80				



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

REGISTRO DE CALICATAS

SOLICITANTE: Bach. Ing. Audry Victoria Camacho Villegas

PROYECTO: ESTUDIO DE SUELOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

UBICACION: Campos UNI-FIC

FECHA: 07, Enero del 2004

CALICATA: : C-3

PROF.(m): : 4.00

N.F.: : ***

Sondaje		CLASIFICACIÓN SUCS	Simbolo	DESCRIPCION
0.10	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	CL		Arcilla de baja plasticidad, color marrón oscuro, moderado contenido de humedad. Se encuentran restos de raices, en moderada proporción.
0.20				
0.30				
0.40				
0.50		GP		Grava pobremente graduada redondeada. T. máx= 10" Matriz arenosa de baja humedad, presencia de raices delgadas.
0.60				
0.70		CL		Lente de arcilla de baja plasticidad, color marron claro, de mediana humedad.
0.80				
0.90		SP-SM		Lente de arena fina, color beige amarillento, mediana humedad, semi suelta.
1.00				
1.10		GP		Conglomerado de Lima. Boloneria de T máx = 16", T prom = 10", color plumizo azulado. La matriz es arena fina, limpia, color beige amarillento. Moderado contenido de humedad.
1.20				
1.30				
1.40				
1.50				
1.60				
1.70				
1.80				
1.90				
2.00				
2.10				
2.20				
2.30				
2.40				
2.50				
2.60				
2.70				
2.80				
2.90				
3.00				
3.10				
3.20				
3.30				
3.40				
3.50				
3.60				
3.70				
3.80				
3.90				
4.00				



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

REGISTRO DE CALICATAS

SOLICITANTE: Bach. Ing. Audry Victoria Camacho Villegas

PROYECTO : ESTUDIO DE SUELOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

UBICACION : Campos UNI-FIC

FECHA : 07 Enero del 2004

CALICATA : C-4

PROF.(m) : 4.00

N.F. : ***

Sondaje		CLASIFICACIÓN SUCS	Simbolo	DESCRIPCION
0.10	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	CL		Tierra de cultivo, limo, color marrón oscuro, mediana humedad.
0.20				Presenta raíces y gravas aisladas redondeadas.
0.30		SP-SM		Lente de arena fina, semi suelta, color beige amarillento, mediana a
0.40				baja humedad, presencia de raíces.
0.50		CL		Lente de arcilla, color marrón claro, mediana humedad, semi densa
0.60				
0.70				
0.80				
0.90				
1.00				
1.10				
1.20				
1.30				
1.40				
1.50				
1.60				
1.70				
1.80				
1.90				
2.00				
2.10				
2.20				
2.30	GP		Conglomerado de Lima. Bolonería de T máx = 20", T prom = 16", color	
2.40			plomizo azulado. La matriz es arena fina, limpia, color beige	
2.50			amarillento. En el estrato se observan raíces. Bajo contenido de humedad.	
2.60				
2.70				
2.80				
2.90				
3.00				
3.10				
3.20				
3.30				
3.40				
3.50				
3.60				
3.70				
3.80				
3.90				
4.00				



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

REGISTRO DE CALICATAS

SOLICITANTE: Bach. Ing. Audry Victoria Camacho Villegas

PROYECTO : ESTUDIO DE SUELOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

UBICACION : Campos UNI-FIC

FECHA : 07 Enero del 2004

CALICATA : C-5

PROF.(m) : 4.00

N.F. : ***

Sondaje		CLASIFICACIÓN SUCS	Símbolo	DESCRIPCION
0.10	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	CL		Arcilla de baja plasticidad seca, semi densa, con raices.
0.20				
0.30			GP	Conglomerado de Lima. Bolonería de T máx = 18", T prom = 14", color plumizo azulado. La matriz es arena fina, limpia, color beige amarillento. En el estrato se observan raices. Bajo contenido de humedad. La bolonería tiene una proporción aproximada del 35 al 40%.
0.40				
0.50				
0.60				
0.70				
0.80				
0.90				
1.00				
1.10				
1.20				
1.30				
1.40				
1.50				
1.60				
1.70				
1.80				
1.90				
2.00				
2.10				
2.20				
2.30				
2.40				
2.50				
2.60				
2.70				
2.80				
2.90				
3.00				
3.10				
3.20				
3.30				
3.40				
3.50				
3.60				
3.70				
3.80				
3.90				
4.00				



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

ANEXO II

ENSAYOS DE LABORATORIO



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S04 - 302

SOLICITADO : BACH. ING. AUDRY VICTORIA CAMACHO VILLEGAS
PROYECTO : TESIS: ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL SÍSMICA DE LA FIC-UNI
UBICACIÓN : Av. Tupac Amaru s/n, Distrito Rímac, Lima
FECHA : 07, Mayo del 2004

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

III. DENSIDAD DE CAMPO CON CONO DE ARENA DE 12" (ASTM D-1556)

Calicata	C-1	C-2	C-3	C-3	C-4	C-5
Prof. (m)	3.50	3.50	1.70	4.00	2.60	3.50
Densidad Total (gr/cm ³)	2.074	2.377	2.240	2.331	2.159	2.327
Contenido de Humedad (%)	2.100	2.300	1.900	2.300	2.000	2.500
Densidad Seca (gr/cm ³)	2.031	2.324	2.198	2.279	2.117	2.270

IV. ENSAYOS DE DENSIDAD MÁXIMA Y DENSIDAD MÍNIMA

Calicata	C-3	C-5
Prof. (m)	4.00	3.50
Densidad Mínima (gr/cm ³)	1.987	2.032
Densidad Máxima (gr/cm ³)	2.282	2.248

Muestras remitidas e identificadas por el solicitante

Realizado por: Tec. Fred Dávila V.
Revisado por: Ing. A. Quiñones V.



ANTIOCO T. QUÍNONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DEL ÁREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S04 - 302

SOLICITADO : BACH. ING. AUDRY VICTORIA CAMACHO VILLEGAS
PROYECTO : TESIS: ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL SÍSMICA DE LA FIG-UNI
UBICACIÓN : Av. Tupac Amaru s/n, Distrito Rímac, Lima
FECHA : 07, Mayo del 2004

RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO

I. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

Calicata	C-3	C-3	C-3
Muestra	M-2	M-3	M-4
Prof. (m)	0.90-1.10	1.10-1.35	1.35-4.0
Malla	(%) Acumulado que pasa		
3"			100.0
2"			72.6
1 1/2"			52.9
1"			41.5
3/4"			33.8
1/2"			29.1
3/8"			26.7
1/4"			24.2
N°4		100.0	23.1
N°10	100.0	99.2	20.9
N°20	98.4	96.6	16.5
N°30	97.0	92.8	13.6
N°40	95.7	87.9	11.1
N°60	87.2	47.6	4.8
N°100	80.6	21.6	2.5
N°200	75.9	7.1	1.4
% de Grava	0.0	0.0	76.9
% de Arena	24.1	92.9	21.7
% de Finos	75.9	7.1	1.4
LIMITE LIQUIDO (%) ASTM D4318	24.70	NP	NP
LIMITE PLASTICO (%) ASTM D4318	16.90	NP	NP
CLASIFICACION SUCS	CL	SP-SM	GP

ANTIOCO T. QUINONES VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI



JOSE WILFREDO GUTIÉRREZ LAZARES
 ING. JEFE DEL LAB. No. 2
 Mecánica de Suelos - UNI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

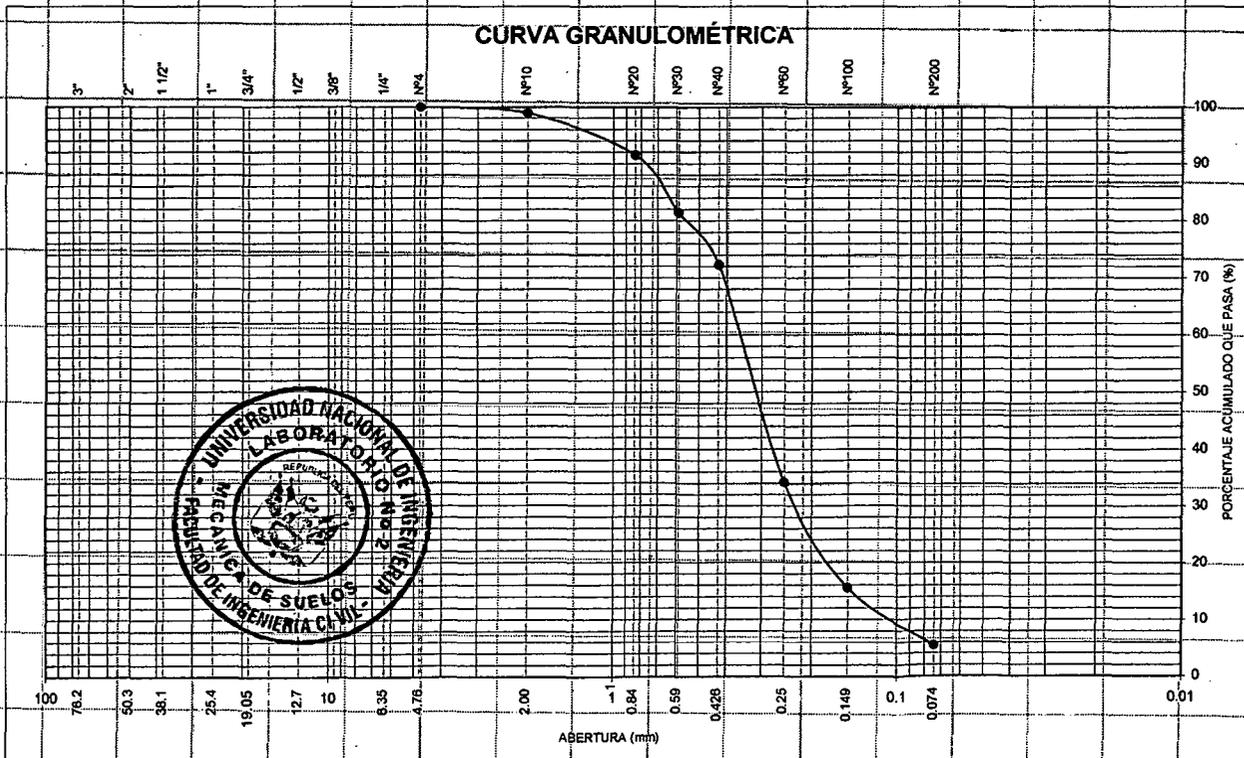
Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S04 - 302

Solicitado : BACH. ING. AUDRY CAMACHO VILLEGAS
 Proyecto : ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL SISMICA DE LA FIG-UNI
 Ubicación : Av. Tupac Amaru N° 210 - El Rímac
 Fecha : 05, Mayo del 2004

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

CALICATA C-4		M-1
Prof.(m)		0:20-0:35
Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.300	
1 1/2"	38.100	
1"	25.400	
3/4"	19.050	
1/2"	12.700	
3/8"	9.525	
1/4"	6.350	
N°4	4.760	100.0
N°10	2.000	98.8
N°20	0.840	91.5
N°30	0.590	81.4
N°40	0.426	72.3
N°60	0.250	34.2
N°100	0.149	15.6
N°200	0.074	5.4



ANTIOCO QUINONES VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S04 - 302

Solicitado : BACH. ING. AUDRY CAMACHO VILLEGAS

Proyecto : ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL SISMICA DE LA FIG-UNI

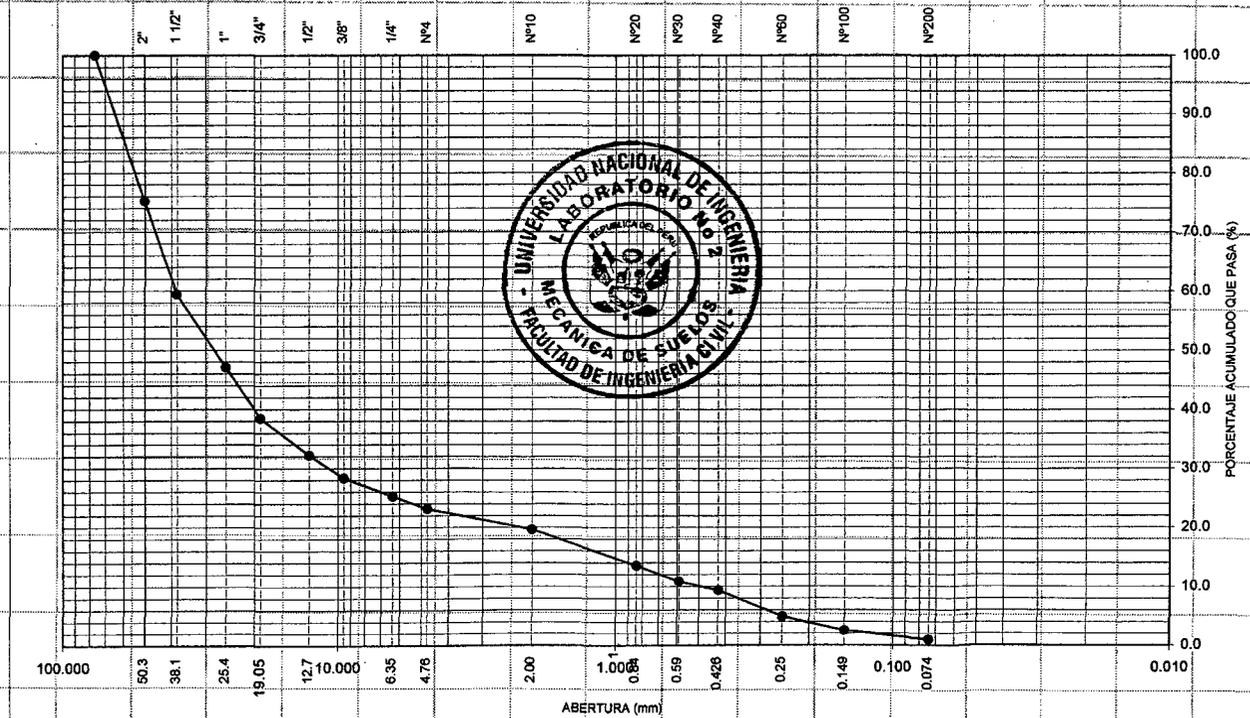
Ubicación : Av. Tupac Amaru N° 210 - El Rímac

Fecha : 05, Mayo del 2004

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422

CALICATA C-5		Patio
Prof. (m)		0.10-3.50
Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	100.0
2"	50.300	75.2
1 1/2"	38.100	59.4
1"	25.400	47.1
3/4"	19.050	38.5
1/2"	12.700	32.2
3/8"	9.525	28.4
1/4"	6.350	25.2
N°4	4.760	23.1
N°10	2.000	19.7
N°20	0.840	13.5
N°30	0.590	10.9
N°40	0.426	9.4
N°60	0.250	4.9
N°100	0.149	2.5
N°200	0.074	1.0

CURVA GRANULOMÉTRICA



ANTICOR ZUMINGONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
Muestra : M-2
Calicata : C-5
Prof.(m) : 0.10-3.50

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.680	1.680	1.680
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.644	1.644	1.644
Cont. de humedad inicial (%)	2.2	2.2	2.2
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	1.99	1.727	2.021
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.687	1.716	1.727
Cont. de humedad final (%)	18.1	0.6	17.0
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.3433	0.6627	1.0180
Angulo de friccion interna :	34.0 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.00		



ANTIOCO T. QUINONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DEL AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

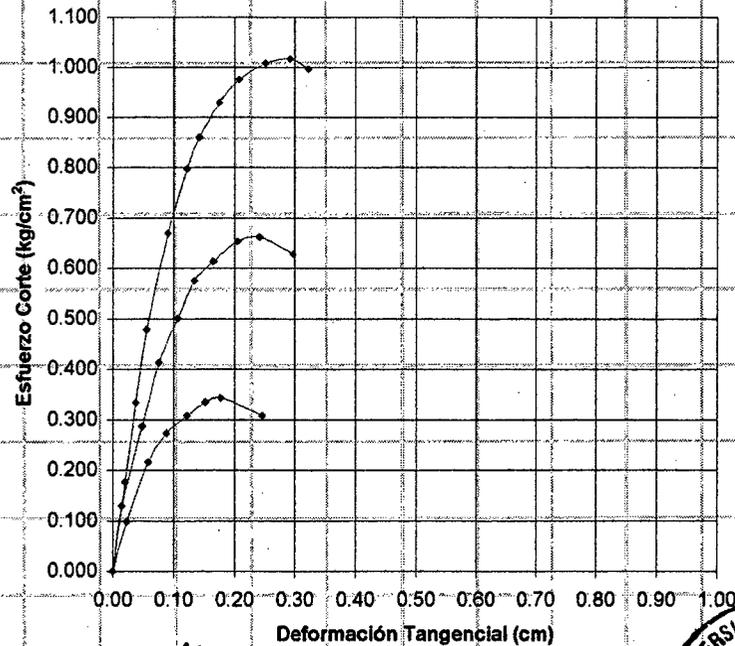
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

INFORME N° S04 - 302

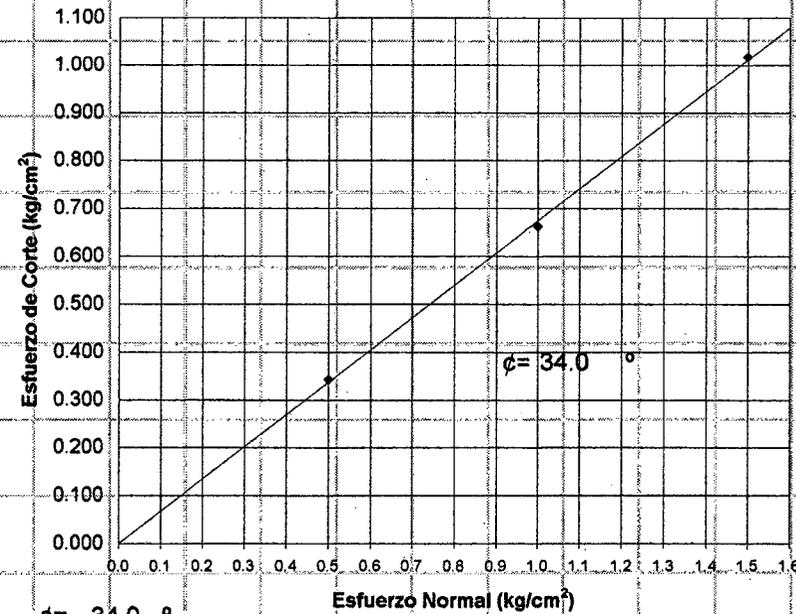
ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
MUESTRA : M-2
CALICATA : C-5
Prof.(m) : 0.10-3.50

SOLICITADO : BACH. ING. AUDRY VICTORIA CAMACHO VILLEGAS
PROYECTO : TESIS: ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL SISMICA DE LA FIC-UNI
UBICACIÓN : Av. Tupac Amaru s/n, Distrito Rímac, Lima
FECHA : 07, Mayo del 2004

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



$\phi = 34.0^\circ$
 $C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$



ANTIOCHO T. QUINONES VILLANUEVA
ING. RESPONSABLE DE AREA
Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

II. ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < tamiz-N° 4)
 Muestra : M-4
 Calicata : C-3
 Prof.(m) : 1.35-4.00

Especimen N°	I	II	III
Diámetro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.711	1.711	1.711
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.673	1.673	1.673
Cont. de humedad inicial (%)	2.3	2.3	2.3
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	2.04	2.047	2.049
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.730	1.751	1.758
Cont. de humedad final (%)	18.1	16.9	16.6
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte máximo (kg/cm ²)	0.3456	0.6957	1.0346
Angulo de fricción interna :	34.6 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.00		



ANTIOCHO T. QUINONES VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DE AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

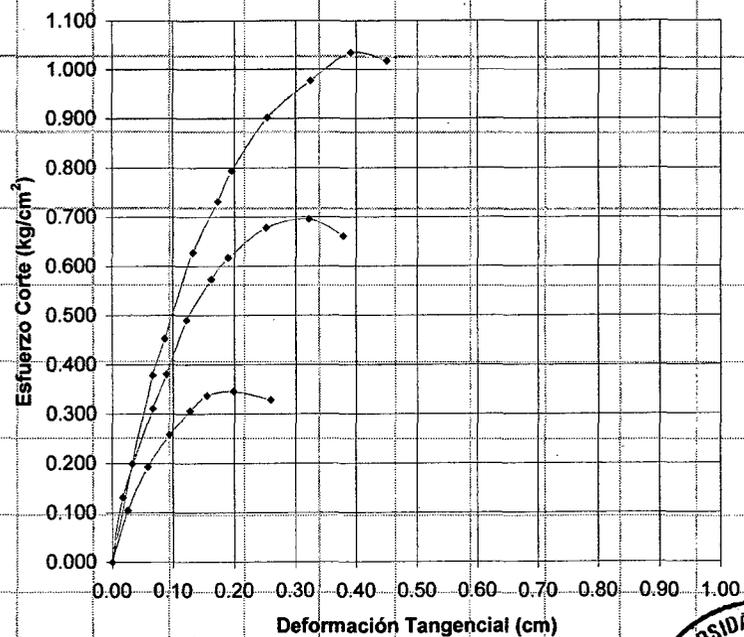
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

INFORME N° S04 - 302

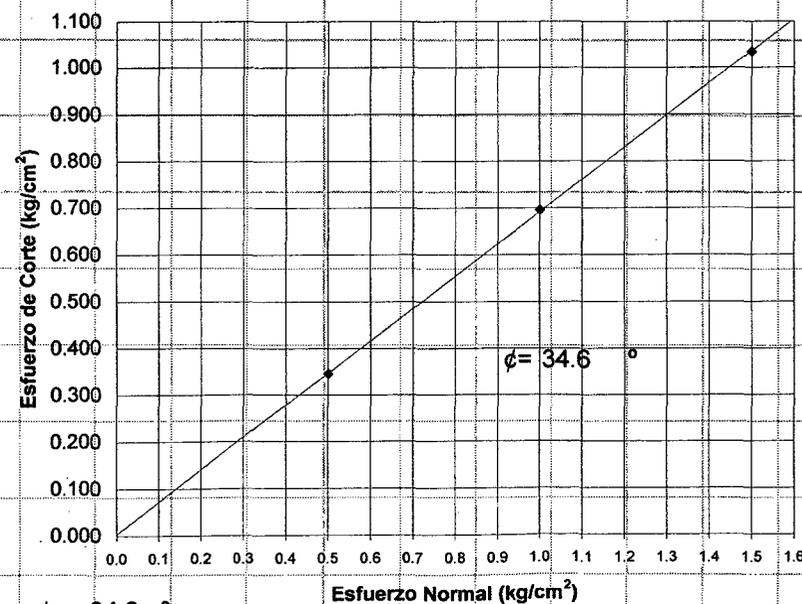
ESTADO : Remoldeado (material < tamiz N° 4)
 MUESTRA : M-4
 CALICATA : C-3
 Prof.(m) : 1.35-4.00

SOLICITADO : BACH. ING. AUDRY VICTORIA CAMACHO VILLEGAS
 PROYECTO : TESIS: ESTUDIO DE LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL SÍSMICA DE LA FIC-UNI
 UBICACIÓN : Av. Tupac Amaru s/n, Distrito Rímac, Lima
 FECHA : 07, Mayo del 2004

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



$\phi = 34.6^\circ$
 $C = 0.00 \text{ kg/cm}^2$



ANTIOCO RUIZ VILLANUEVA
 ING. RESPONSABLE DEL AREA
 Lab. de Mecánica de Suelos UNI





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

REFERENCIAS

UNI-FIC-DAMS: "Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación –
Habilitación Urbana Urb. Santa Rosa de Surco Mz. C-1 a C-6", Febrero 2002.

Berry P. & D. Reid "Mecánica de Suelos"

Brajá M. Das: "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", Editorial Internacional
Thomson Editores, 2001.

UNI-FIC: "Seminario de Mecánica de Suelos Aplicada a Cimentaciones" Junio
2000.

Reglamento Nacional de Construcciones – Norma E050 "Suelos y Cimentaciones".

Reglamento Nacional de Construcciones – Norma E030 "Diseño Sismo
Resistente".

Biblioteca Encarta de Microsoft.

ANEXO 4

Resultados del Ensayo de Microtrepidaciones



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil



CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS
Y MITIGACIÓN DE DESASTRES
MEDICIÓN DE VIBRACIONES CON MICROTREMOR

VELOCIDADES

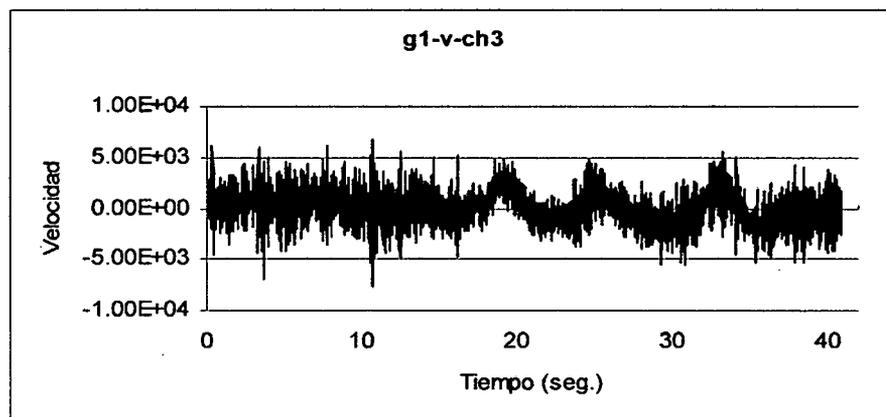
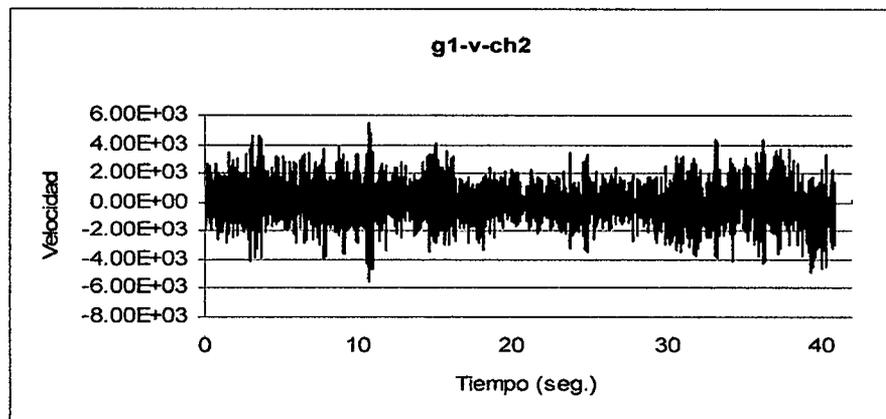
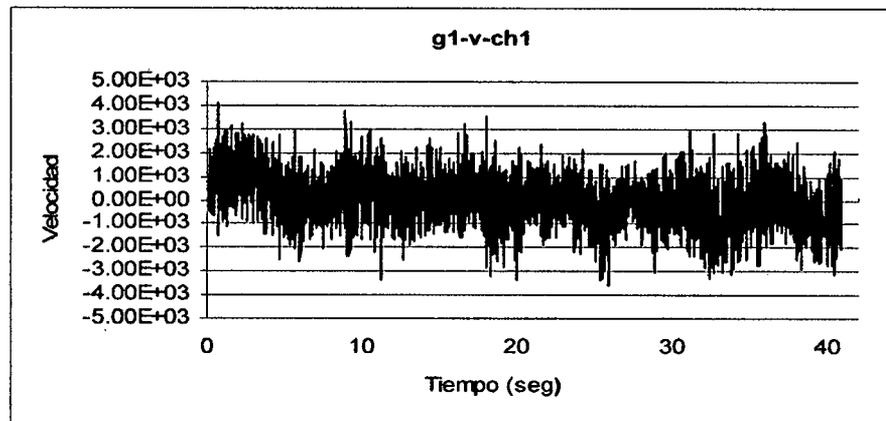
NOMBRE DEL SOLICITANTE: Bach. Audry Camacho V.; Bach. Karina Barboza

IDENTIFICACIÓN DEL PUNTO: Punto-G1

UBICACIÓN: Edificio G1, Facultad de Ingeniería Civil, UNI, Rimac-Lima.

FRECUENCIA: 100HZ **FILTRO PASA ALTO:** 0.1HZ

TIEMPO DE MUESTREO: 40.00seg.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil

CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS
Y MITIGACIÓN DE DESASTRES



MEDICIÓN DE VIBRACIONES CON MICROTREMOR

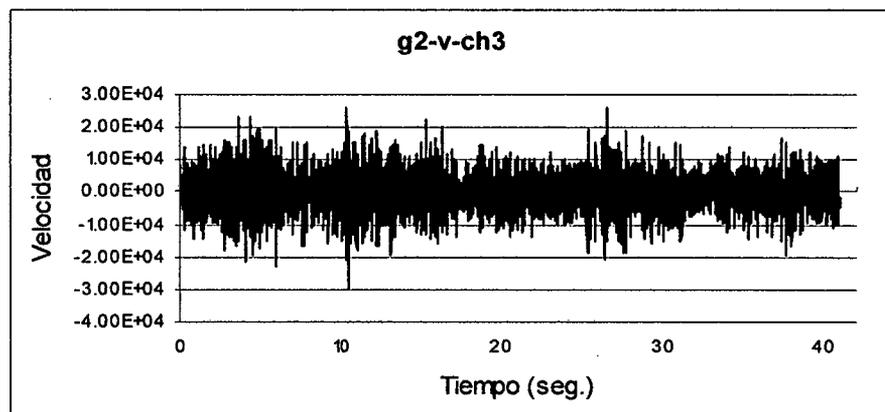
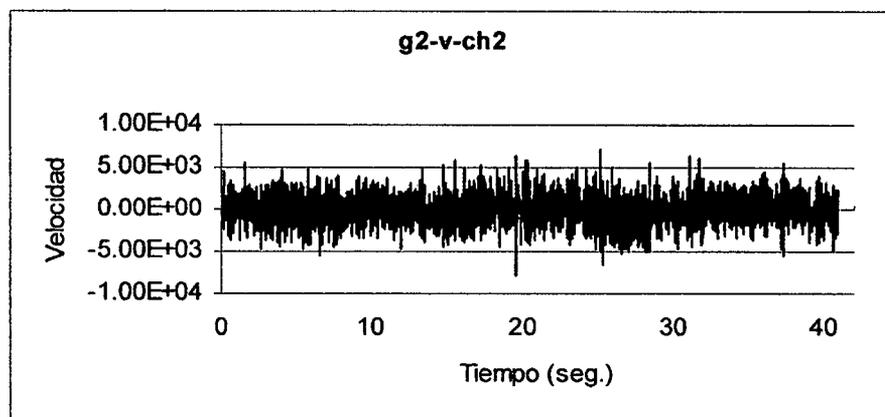
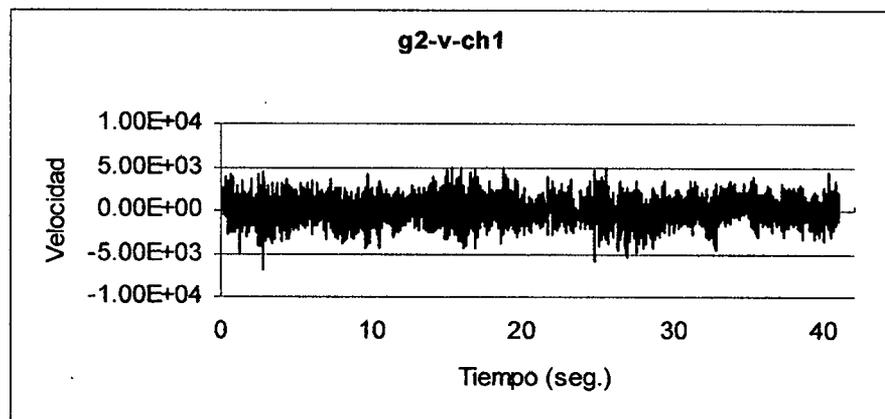
NOMBRE DEL SOLICITANTE: Bach. Audry Camacho V.; Bach. Karina Barboza

IDENTIFICACIÓN DEL PUNTO: Punto-G2

UBICACIÓN: Edificio G1, Facultad de Ingeniería Civil, UNI, Rimac-Lima.

FRECUENCIA: 100HZ **FILTRO PASA ALTO:** 0.1 HZ

T IEMPO DE MUESTREO: 40.00seg





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil

CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS
Y MITIGACIÓN DE DESASTRES



MEDICIÓN DE VIBRACIONES CON MICROTREMOR

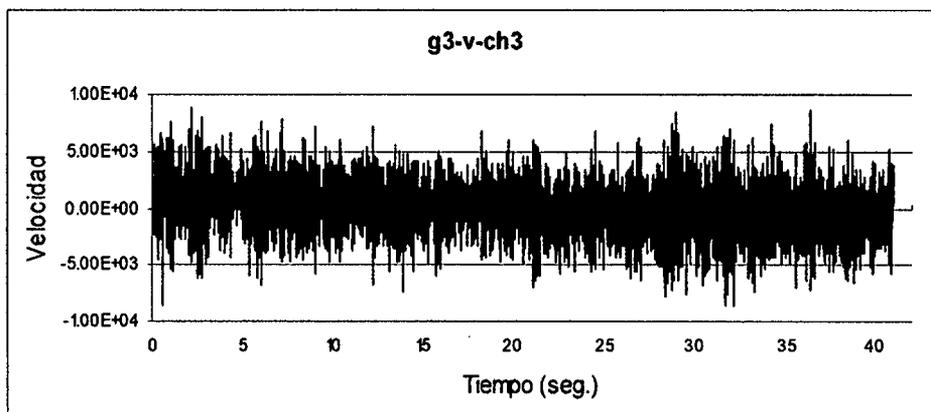
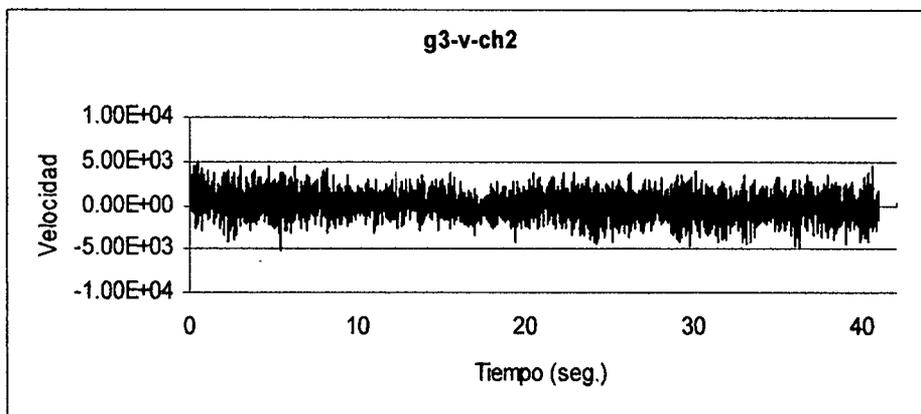
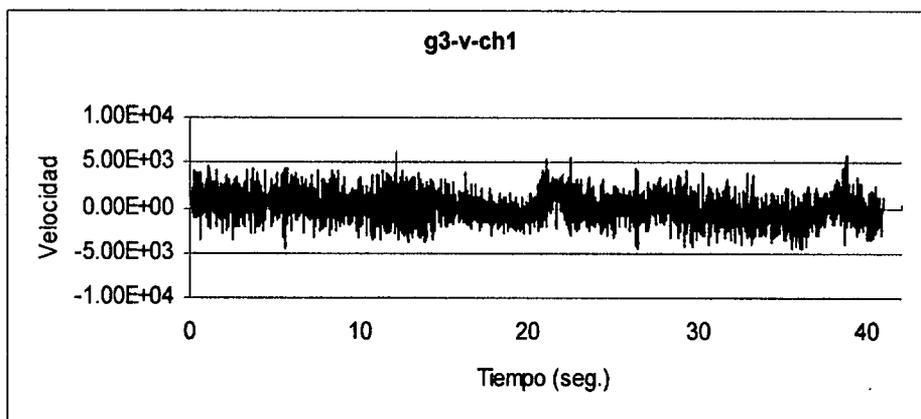
NOMBRE DEL SOLICITANTE: Bach. Audry Camacho V.; Bach. Karina Barboza

IDENTIFICACIÓN DEL PUNTO: Punto-G3

UBICACIÓN: Edificio G1, Facultad de Ingeniería Civil, UNI, Rimac-Lima.

FRECUENCIA: 100HZ **FILTR O PASA ALTO:** 0.1HZ

TIEMPO DE MUESTREO: 40.00seg.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil



CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS
Y MITIGACIÓN DE DESASTRES

MEDICIÓN DE VIBRACIONES CON MICROTREMOR

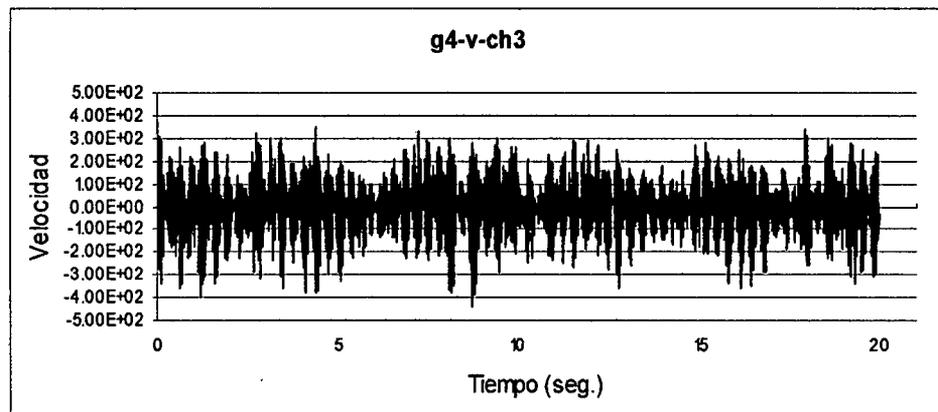
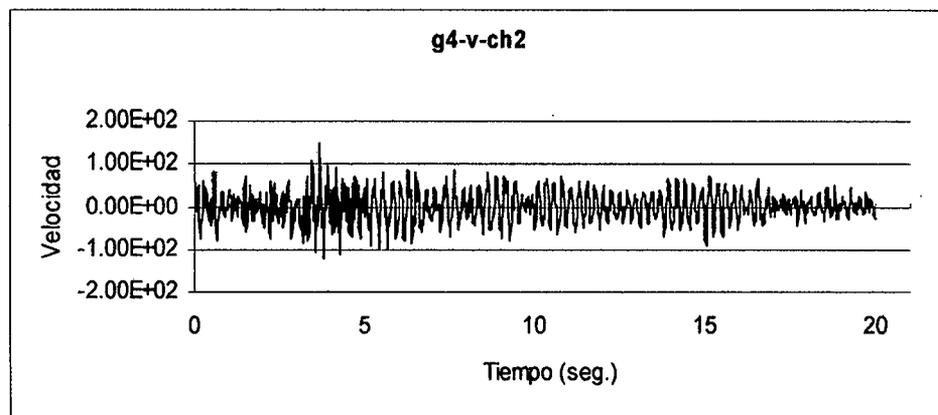
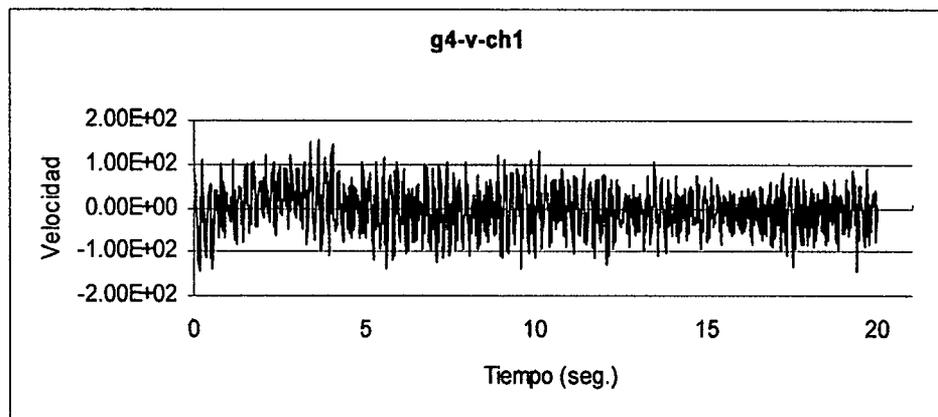
NOMBRE DEL SOLICITANTE: Bach. Audry Camacho V.; Bach. Karina Barboza

IDENTIFICACIÓN DEL PUNTO: Punto-G4

UBICACIÓN: Edificio G1, Facultad de Ingeniería Civil, UNI, Rimac-Lima.

FRECUENCIA: 50HZ F I L T R O P A S A A L T O: 0.1HZ

TIEMPO DE MUESTREO: 20.00seg





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil

CENTRO PERUANO - JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS
Y MITIGACIÓN DE DESASTRES



MEDICIÓN DE VIBRACIONES CON MICROTREMOR

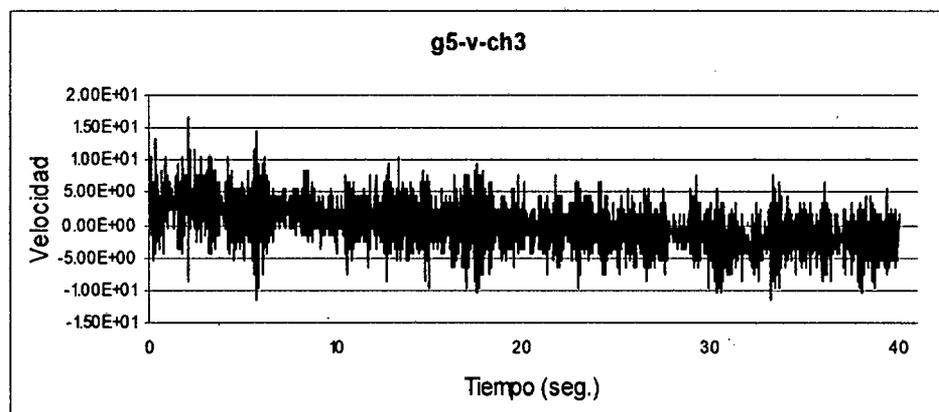
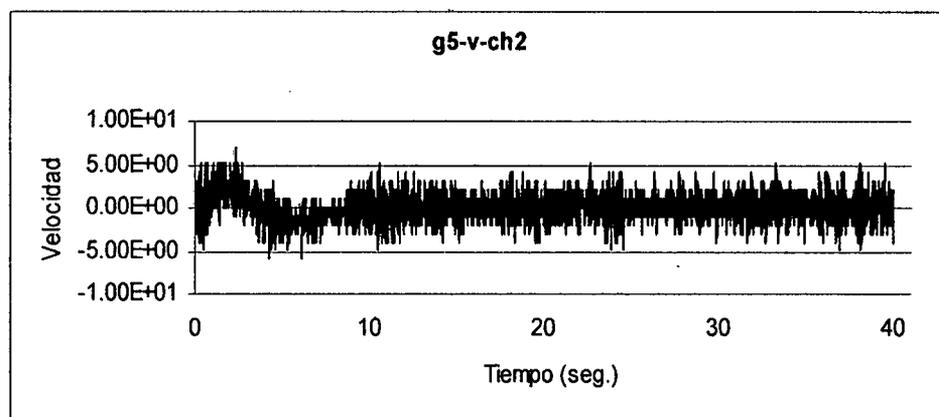
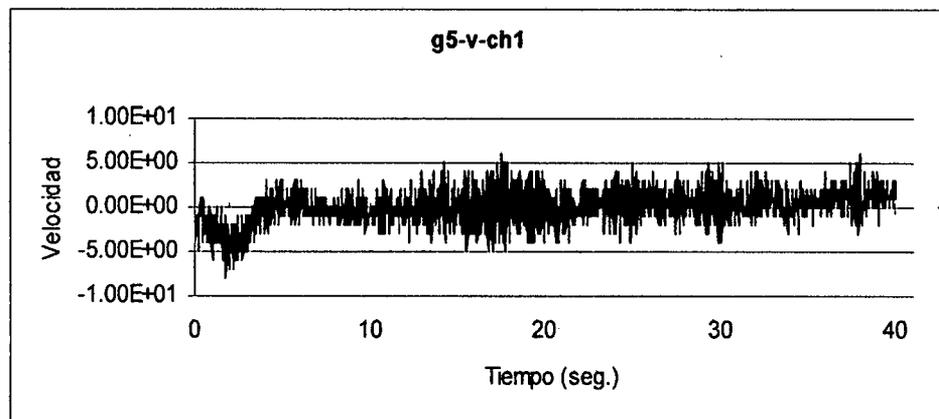
NOMBRE DEL SOLICITANTE: Bach. Audry Camacho V.; Bach. Karina Barboza

IDENTIFICACIÓN DEL PUNTO: Punto-G5

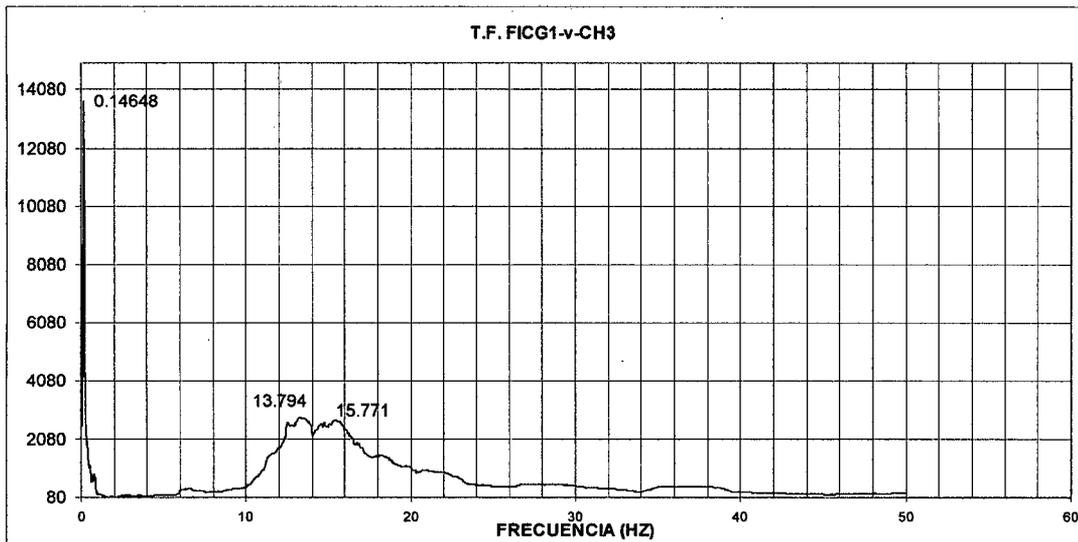
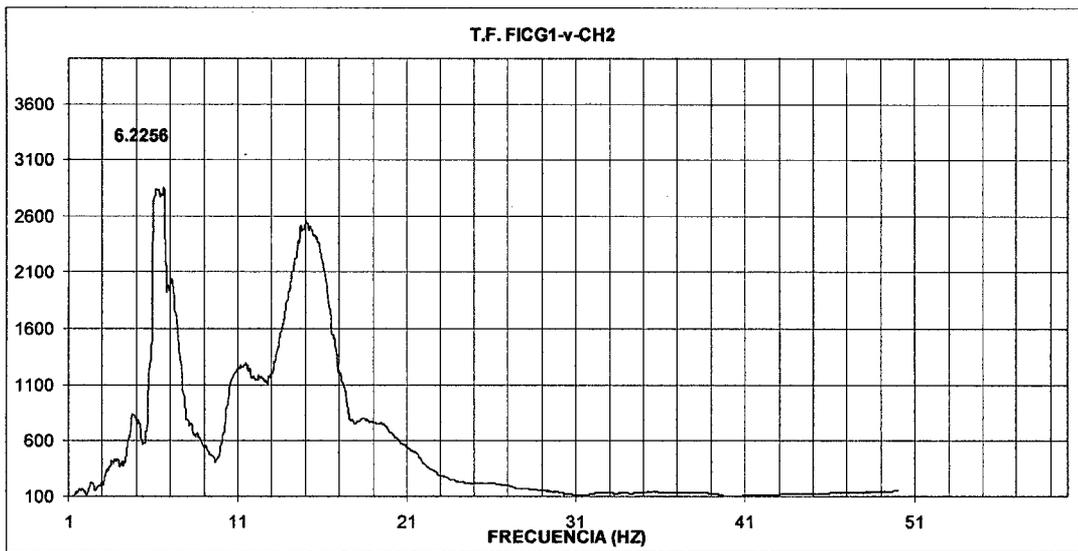
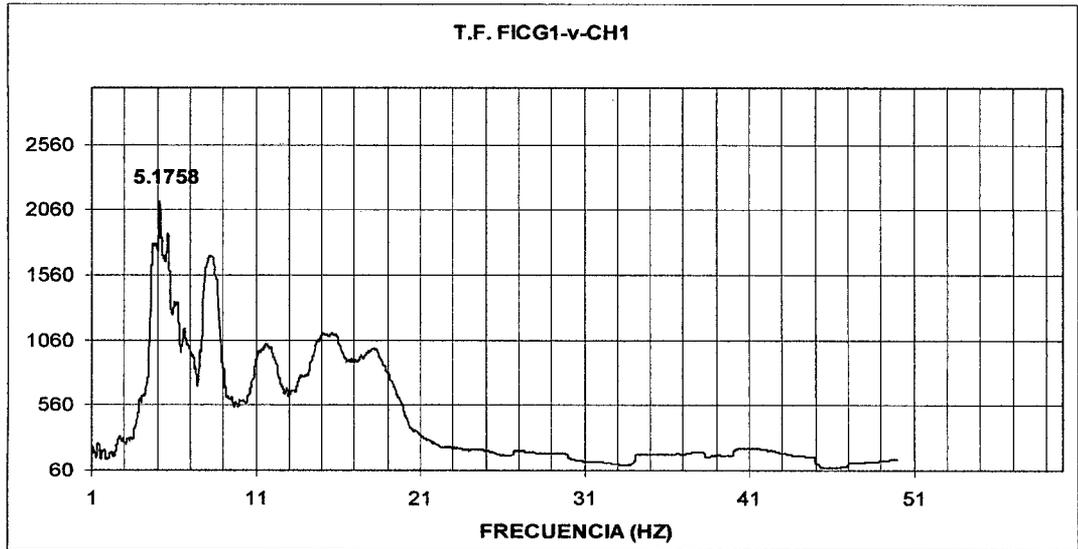
UBICACIÓN: Edificio G1, Facultad de Ingeniería Civil, UNI, Rimac-Lima.

FRECUENCIA: 50HZ **FILTRO PASA ALTO:** 0.1HZ

TIEMPO DE MUESTREO: 40.00seg.



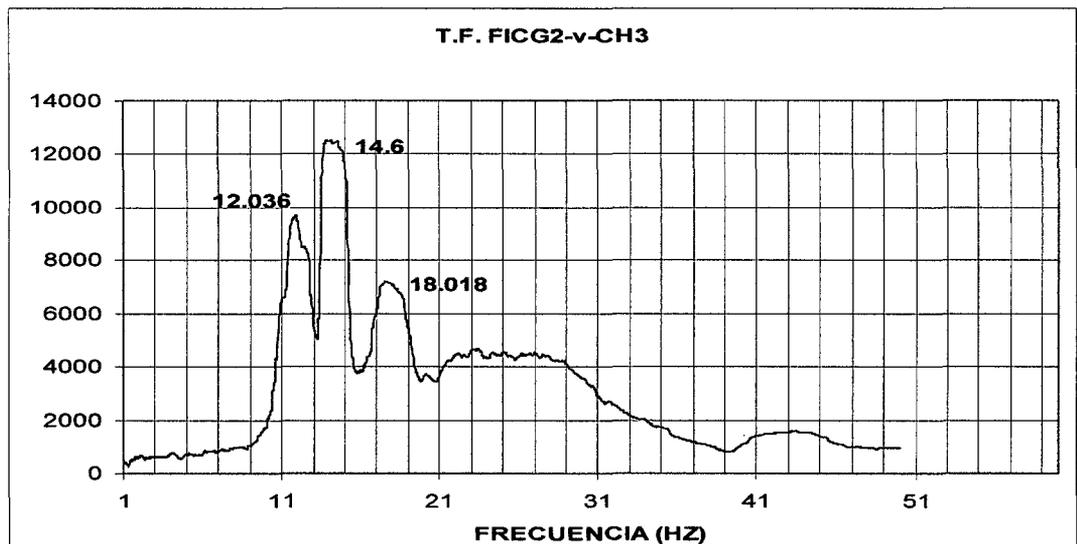
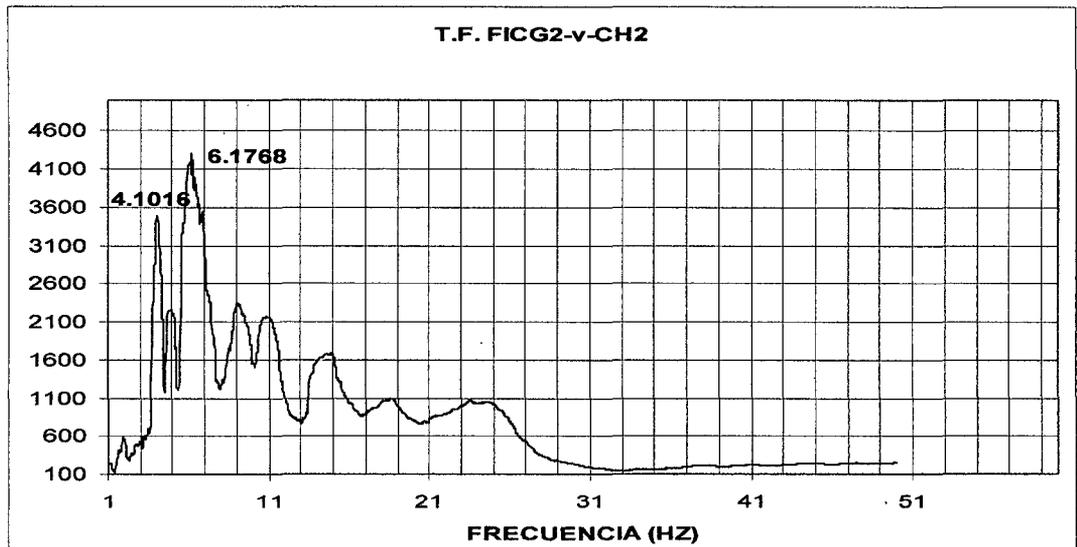
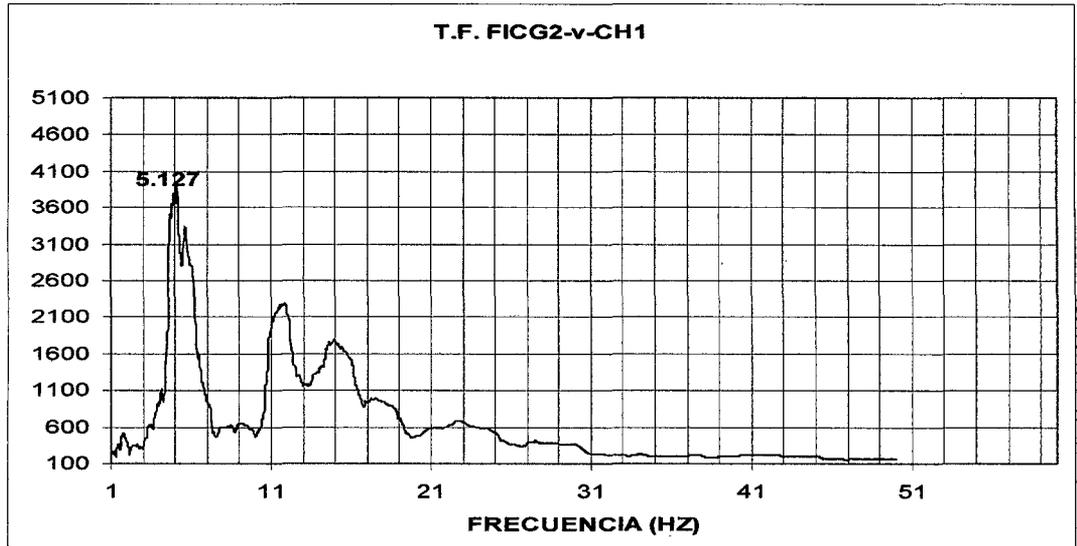
**GRÁFICOS DE LA TRANSFORMADA DE FOURIER
VELOCIDAD
PUNTO-G1**



GRÁFICOS DE LA TRANSFORMADA DE FOURIER

VELOCIDAD

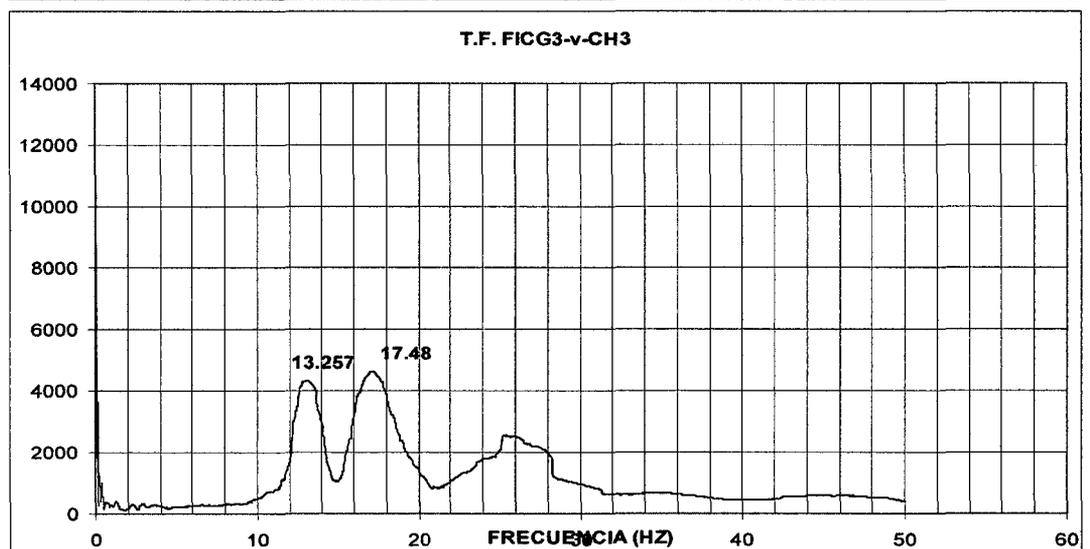
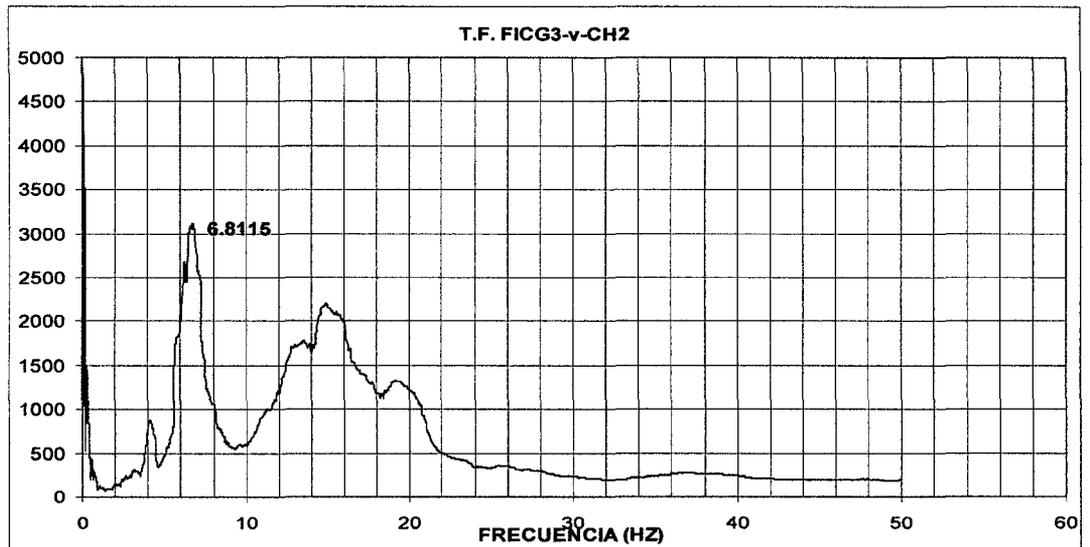
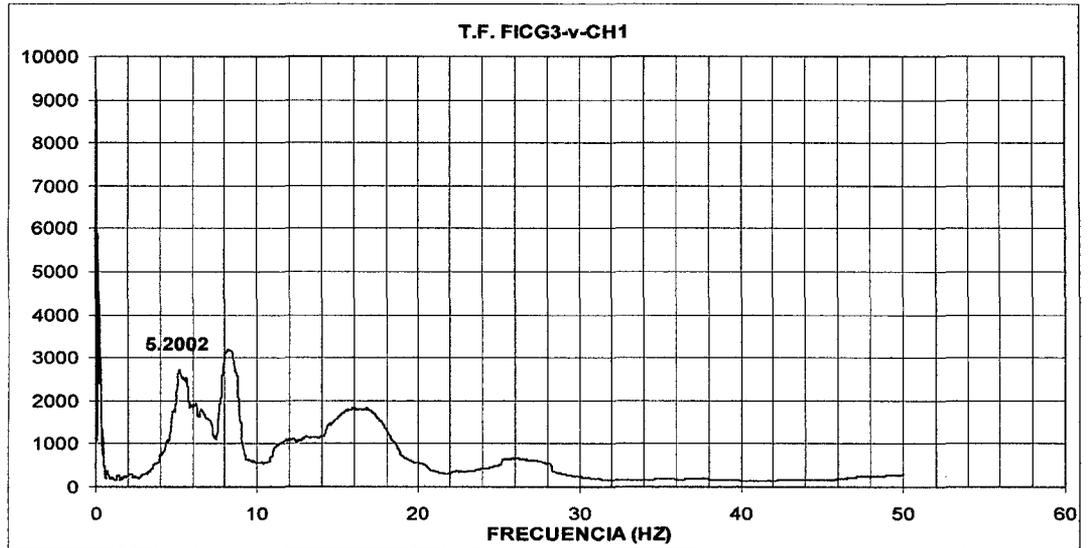
PUNTO-G2



GRÁFICOS DE LA TRANSFORMADA DE FOURIER

VELOCIDAD

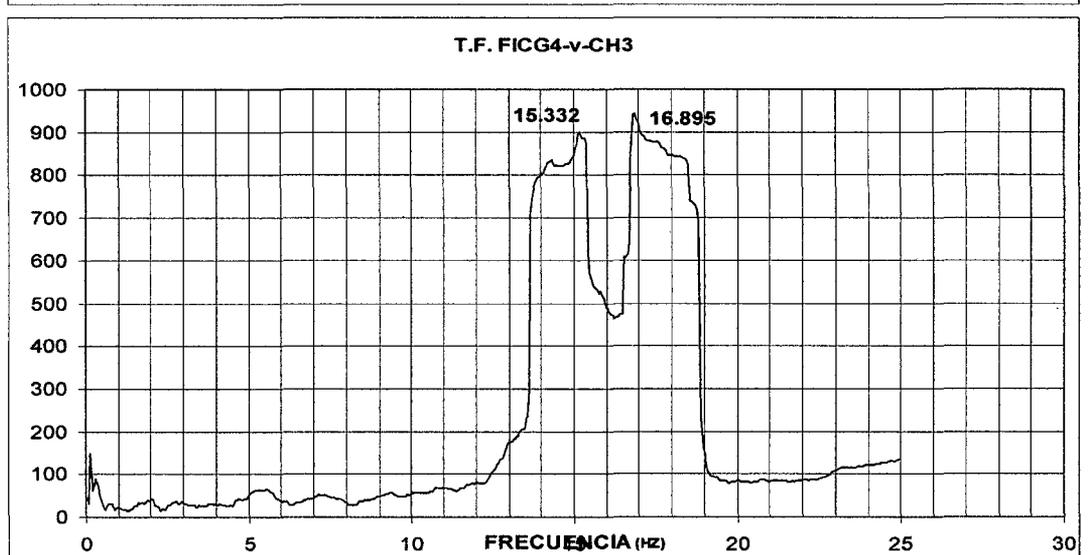
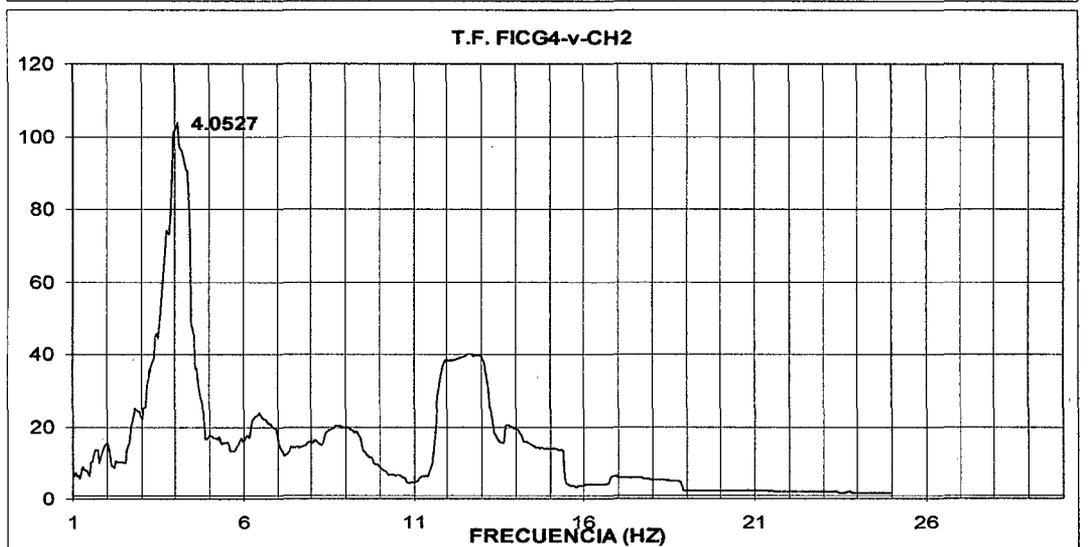
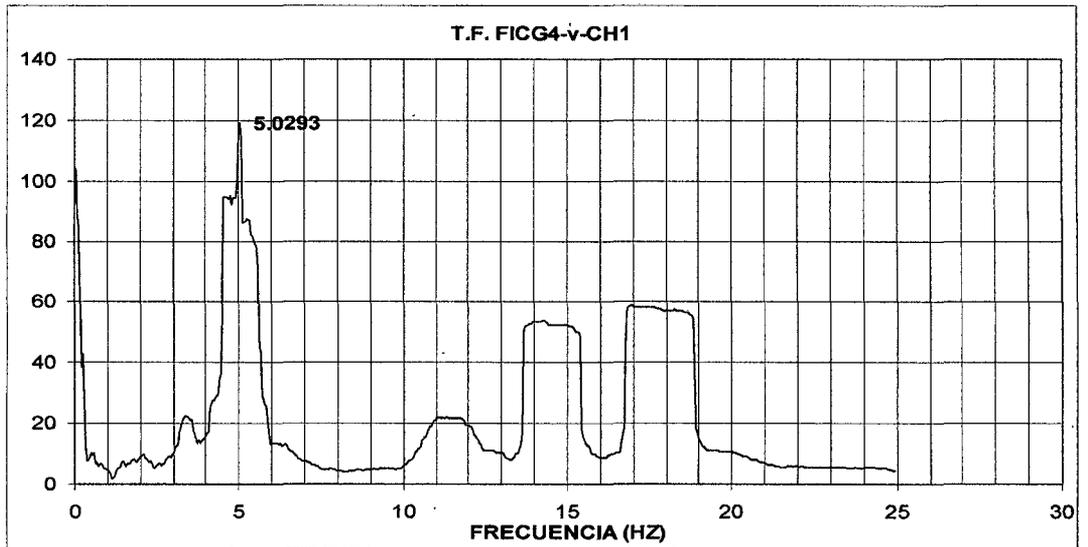
PUNTO-G3



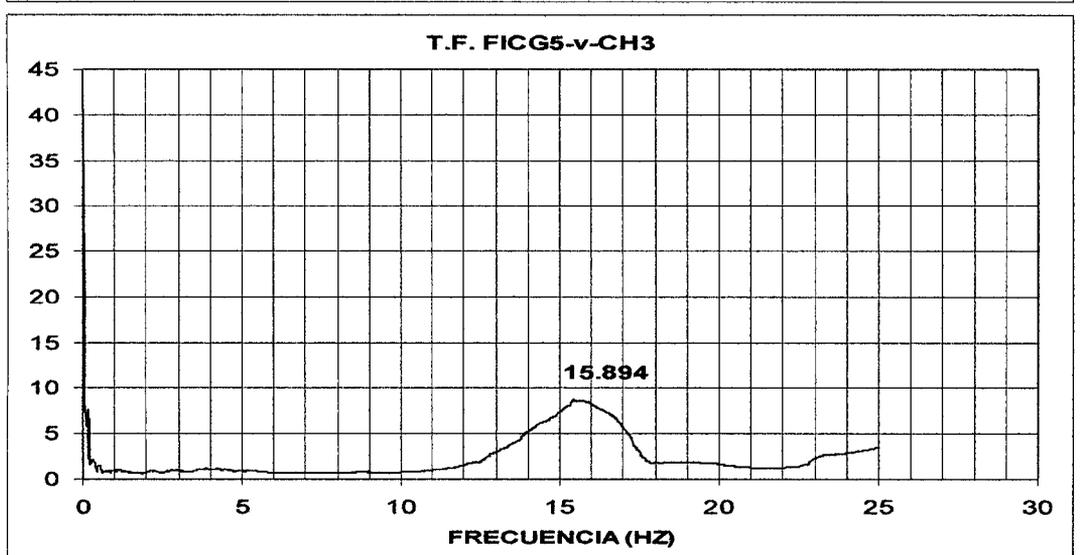
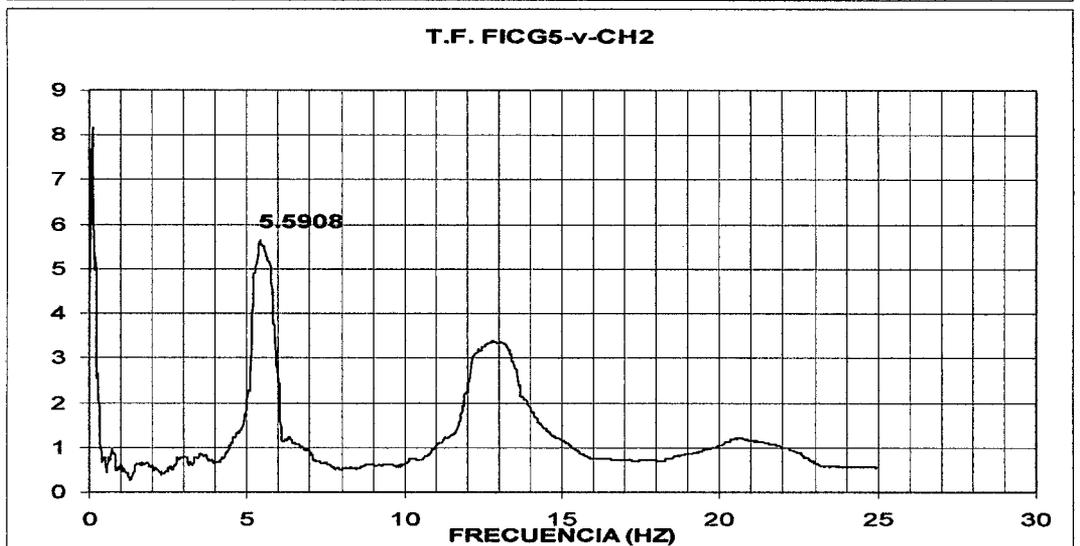
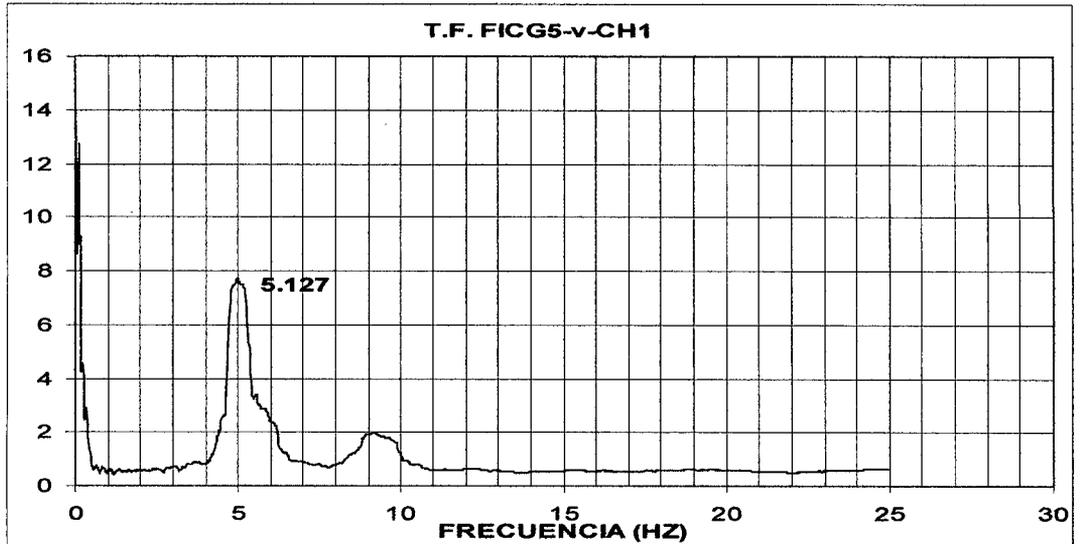
GRÁFICOS DE LA TRANSFORMADA DE FOURIER

VELOCIDAD

PUNTO-G4



GRÁFICOS DE LA TRANSFORMADA DE FOURIER
VELOCIDAD
PUNTO-G5



ANEXO 5
Archivo Fotográfico



FOTO N° 1:

Vista actual de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería. A esta infraestructura se le realizará un estudio de vulnerabilidad sísmica.

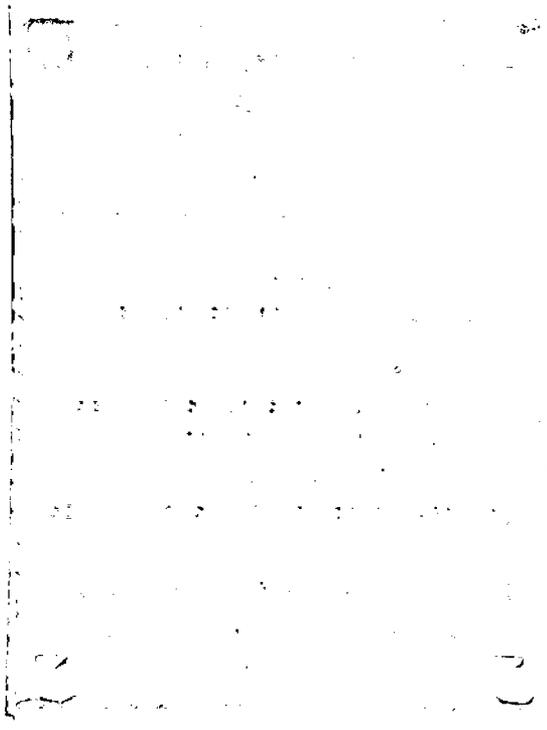


FOTO N° 2:

Placa recordatoria de la inauguración de los edificios de laboratorio y aulas objeto de este estudio.



FOTO N° 3:

Uso del detector de acero para ubicar fierro en placas.
Edificio G5.



FOTO N° 4:

Detección de acero en vigas.
Se accedió por el techo y se quitó el pastelero hasta
encontrar la viga.



FOTO N° 5:

Una vez localizado el acero, se retiró el recubrimiento para comprobar que el diámetro de la barra corresponde al reportado por el detector de acero.



FOTO N° 6:

Medición del diámetro del acero en columnas. Edificio 2 piso 3. Nótese también la marca de la extracción de testigo diamantino.

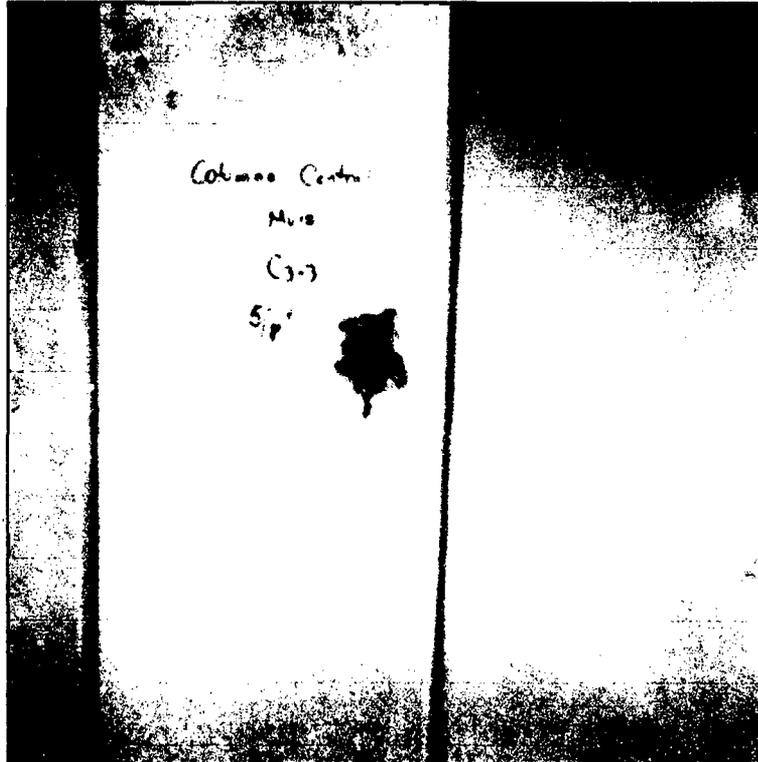


FOTO N° 7: Auscultación de acero longitudinal de columna central del edificio 3 piso 3. Las auscultaciones fueron hechas aproximadamente a la mitad de las columnas.



FOTO N° 8: Auscultación de zapata Z1-1 del edificio G1.



FOTO N° 9: Auscultación de zapata Z1-2 del edificio G1.



FOTO N° 10: Auscultación de zapata Z1-3 del edificio G1.



FOTO N° 11: Auscultación de zapata Z1-4 del edificio G1.



FOTO N° 12: Auscultación de zapata Z2-1 del edificio G2.

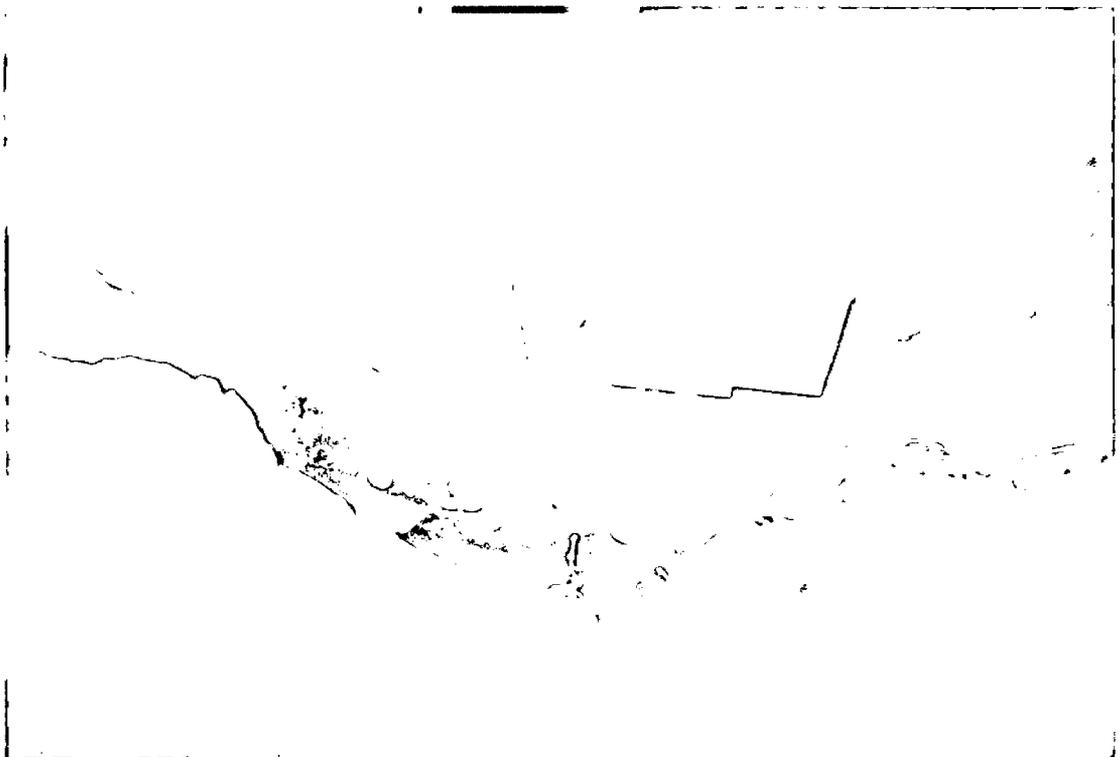


FOTO N° 13: Auscultación de zapata Z2-2 del edificio G2.



FOTO N° 15:

Auscultación de zapata Z5-1 del edificio G5.