

UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ FACULTAD DE

INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA DE INVESTIGACION

” ANÁLISIS DE LAS DERIVAS DE PISOS Y ASENTAMIENTOS PRODUCIDOS POR EL SISMO DEL 16 A, A TRAVÉS DEL SOFTWARE ETABS CON LA NEC-2015 DEL EDIFICIO GEOVANNY SORIA UBICADO EN LA CALLE 108 Y AVE 108, DEL CANTÓN MANTA, PROVINCIA DE MANABÍ”.

TESIS DE GRADO:

PREVIO A LA OBTENCIÓN DE TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

LUIS VICENTE CEBALLOS CANTOS

TUTOR DE TESIS:

ING. GERMAN ANDRADE

MANTA, AGOSTO DEL 2017



CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo investigativo, fue realizado en su totalidad por el egresado de la Carrera de Ingeniería Civil, LUIS VICENTE CEBALLOS CANTOS, como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Manta, agosto del 2017

Ing. German Andrade **DIRECTOR DE TESIS**



AUTORÍA

La responsabilidad por los hechos, ideas y doctrinas expuestos en esta tesis, corresponden exclusivamente a los autores, y el patrimonio intelectual de la tesis de grado corresponderá a la Universidad Laica "Eloy Alfaro" de Manabí.

Egdo. Luis Vicente Ceballos Cantos



DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado a las personas que me apoyaron esta etapa de mi formación profesional.

A Dios por guiarme durante esta vida y acompañarme en este largo camino.

Dedico el presente trabajo a mis padres por el amor, la dedicación y la confianza que depositaron en mí, por el esfuerzo que hicieron para hacer de mí una buena persona.

A mi familia en general por su apoyo constante y sus bendiciones.

A todos mis profesores por haberme enseñado cada uno de sus conocimientos.

Luis Ceballos



AGRADECIMIENTO

El presente trabajo se lo agradezco a Dios por las oportunidades que me ha brindado y por las dificultades, porque de esas he aprendido a ser fuerte y vencer los obstáculos que se me han presentado.

A mis padres, ellos han sido y serán por siempre el pilar fundamental de mi vida, gracias a ellos he podido construir cada uno de mis objetivos, muchas gracias por el amor, la comprensión el apoyo de siempre, gracias a ustedes soy quien soy en esta vida, por los valores morales que me han inculcado, por ser mi guía, mi norte, mi sur, el eje central de mi vida, el motor que me impulsa a seguir adelante, por apoyarme en mis decisiones y guiarme cuando estoy equivocada. Los amo infinitamente

A mi familia en general por el apoyo constante a lo largo de toda mi vida, por sus constantes enseñanzas y las sabias palabras en los momentos indicados.

A mis profesores por sus sabias enseñanzas, por brindarme sus conocimientos que harán crecer como profesional y ser una persona útil y productiva para la sociedad.

A mi amiga y compañera de tesis; un verdadero amigo es alguien que te conoce tal como eres, comprende dónde has estado, te acompaña en tus logros y tus fracasos, celebra tus alegrías, comparte tu dolor y no te juzga por los errores.

A la nuestra alma máter la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí y de manera particular a la Carrera de Ingeniería Civil por acogerme en sus aulas y en ellas haber aprendido cosas esenciales para ser un excelente profesional.



DEDICATORIA

Dedico este proyecto y meta cumplida a mi ángel protector, mi papá, pero sobre todo a mi mamá, mi pilar fundamental en la vida, mi musa, mi fuente de inspiración, sin ella nada de esto hubiese sido posible, sin sus sabios y precisos consejos, por enseñarme que las metas son alcanzables, que una caída no es una derrota sino el comienzo de una lucha, ella que con su amor por sus hijos a sabido darnos lo justo y necesario para que seamos unas personas que luchan por cumplir sus sueños, ya que con sacrificios diarios nunca se ha rendido para vernos triunfar.

Esta meta y sueño cumplido son todo tuyos mamita, gracias por hacer de mí una mujer capaz, decidida, con aspiraciones y con muchas ganas de triunfar.

A mis hermanos quienes en todo momento me han brindado sus consejos y apoyo incondicional, porque creer en mí y ser mi motivación por salir adelante.



ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN	2
AUTORÍA.....	1
DEDICATORIA	2
ÍNDICE GENERAL	5
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	15
RESUMEN	23
SUMMARY	24
INTRODUCCIÓN	25
OBJETIVOS Y ALCANCE	28
OBJETIVOS ESPECÍFICOS	28
CAPÍTULO I	29
MARCO TEÓRICO REFERENCIAL	29
1.0.1 CLASES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA	30
1.0.1.1 VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL	30
1.0.1.2 VULNERABILIDAD NO ESTRUCTURAL	31
1.0.1.3 VULNERABILIDAD FUNCIONAL.....	31
1.0.1.4 METODOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	32
1.0.1.5 MÉTODO ATC 21 (FEMA 154) PROCEDIMIENTO DE INVESTIGACIÓN VISUAL RÁPIDA RVS (“RAPID VISUAL SCREENING PROCEDURE”).....	34



1.0.1.6	MÉTODO ATC -22 (FEMA 310).....	36
1.0.1.7	INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN SOBRE EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO. PROBLEMAS DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	39
1.0.1.8	PROBLEMAS DE CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA.....	40
1.1.	DERIVAS DE PISOS.....	46
1.2.	ETABS.....	46
1.3.	ESTACION TOTAL.....	47
1.4.	CONCEPTOS BASICOS.....	47
1.4.1	EDIFICACION.....	47
1.4.3	PARTES DE UN EDIFICIO.....	48
1.4.4	ELEMENTO ESTRUCTURAL.....	48
1.4.5	DIMENSIONALIDAD DEL ELEMENTO.....	49
1.4.6	FORMA GEOMÉTRICA O POSICIÓN.....	49
1.4.7	ESTADO TENSIONAL O SOLICITACIONES PREDOMINANTES.....	49
1.4.8	LA INGENIERÍA SÍSMICA.....	49
1.5.1	SISMOS.....	50
1.5.2	PARTES DE UN SISMO.....	50
1.5.3	PLACAS TECTÓNICAS.....	52
1.5.4	ESCALAS DE INTENSIDAD SÍSMICA.....	54
1.6	NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015 (NEC- 2105).....	56
1.6.1	DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	56



1.6.2	INTRODUCCIÓN	56
1.6.3	DERIVA DE PISO	56
1.6.4	DUCTILIDAD GLOBAL	57
1.6.5	DUCTILIDAD LOCAL	57
1.6.6	EFECTOS SECUNDARIOS P- Δ	57
1.6.7	ESPECTRO DE RESPUESTA PARA DISEÑO	57
1.6.8	ESTRUCTURA	58
1.6.9	ESTRUCTURA DISIPATIVA.....	58
1.7	PELIGRO SÍSMICO DEL ECUADOR Y SUS EFECTOS SÍSMICOS LOCALES	58
1.7.1	ZONAS SÍSMICAS Y CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO.....	58
1.7.2	ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA Z.....	58
1.7.3	CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO.....	59
1.7.4	GEOLOGÍA LOCAL	61
1.7.5	COEFICIENTES DEL PERFIL DEL SUELO FA, FD Y FS FA: COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE SUELO EN LA ZONA DE PERÍODO CORTO.	63
1.8	ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES	66
1.9.1	CATEGORÍA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I.....	68
1.9.3	LÍMITES PERMISIBLES DE LAS DERIVAS DE LOS PISOS	70
1.9.4	ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESPECIAL Y ESENCIAL	70
1.9.4.1	GENERALIDADES	70



1.9.4.2	NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA	71
1.10	HORMIGÓN ARMADO.....	72
1.10.1	ALCANCES Y REQUISITOS GENERALES.....	72
1.11	MÉTODOS DE DISEÑO	72
1.11.1	GENERALIDADES	72
1.11.2	REQUISITOS DE RESISTENCIA	73
1.12	ESCLEROMETRIA	73
1.12.1	NÚMERO DE DETERMINACIONES.....	74
1.12.2	ELEMENTOS A ENSAYAR.....	75
1.12.3	CONVERSIÓN DE UNIDADES.....	75
1.12.4	FACTORES DE CORRECCIÓN.....	76
1.12.4	FACTOR DE INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD DE CARBONATACIÓN.....	77
1.13	GEOTECNIA	78
1.13.1	CIMENTACIONES.....	78
1.13.2	ESTADO LIMITE DE FALLA.....	78
1.13.3	ESTADO LIMITE DE SERVICIO/ASENTAMIENTOS POR DEFORMACIONES	78
1.13.4	ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	78
1.13.5	ESTUDIO GEOTÉCNICO PRELIMINAR	78
1.13.6	ESTUDIO GEOTÉCNICO DEFINITIVO	79
1.13.7	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.....	79



1.13.8	FACTOR DE SEGURIDAD	79
1.13.9	SUELOS COHESIVOS	79
1.13.10	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	80
1.13.11	ESTUDIO GEOTÉCNICO DEFINITIVO	81
1.13.12	CONTENIDO DEL PROYECTO	81
1.13.13	ASPECTOS RELATIVOS AL SUBSUELO	82
1.13.14	ASPECTOS RELATIVOS A CADA UNIDAD GEOLÓGICA O DE SUELO	82
1.13.15	ASPECTOS RELATIVOS A LOS ANÁLISIS GEOTÉCNICOS.....	82
1.13.16	ASPECTOS RELATIVOS A LAS RECOMENDACIONES PARA DISEÑO.....	83
1.13.17	ANEXOS	84
1.13.18	ASENTAMIENTO POR SISMO	87
1.13.19	ASENTAMIENTOS TOLERABLES PARA LAS EDIFICACIONES .	87
CAPÍTULO II.....		89
ESTUDIOS Y ENSAYOS DEL ESTADO DE LA ESTRUCTURA		89
2.1	ESTUDIO DE SUELO	89
2.1.1	RESUMEN DEL REGISTRO ESTRATIGRAFICO	89
2.1.2	RESUMEN DEL REGISTRO ESTRATIGRÁFICO AUTOCAD DIBUJOS	90
2.1.2.1	PERFIL 1	90
2.1.2.2	PERFIL 2	90
2.1.2.3	UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN Y LOS PUNTOS.....	91



2.1.3	CALCULO DE CARGA ADMISIBLE A PARTIR DEL GOLPEO.....	92
2.1.4	EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.....	95
2.1.5	ENSAYO ESCLEROMETRIA	97
2.1.5.1	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A1	98
2.1.5.2	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2	98
2.1.5.3	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A3	99
2.1.5.4	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4	99
2.1.5.5	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A5	100
2.1.5.6	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5-A4	100
2.1.5.7	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4-A3	101
2.1.5.8	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3-A2	101
2.1.5.9	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2-A1	102
2.1.6	ESCLEROMETRIA PRIMERA PLANTA ALTA.....	102
2.1.6.1	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A1`	102
2.1.6.2	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2`	103
2.1.6.3	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C1`	103
2.1.6.4	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE B1`	104
2.1.6.5	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C4`	104
2.1.6.6	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C6`	105
2.1.6.7	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5`-A4`	105
2.1.6.8	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4`-A3`	106



2.1.6.9	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3`-A2`	106
2.1.6.10	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2`-A1`	107
2.1.7	ESCLEROMETRIA SEGUNDA PLANTA ALTA.....	107
2.1.7.1	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A5``	107
2.1.7.2	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4``	108
2.1.7.3	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2``	108
2.1.7.4	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4``	109
2.1.7.5	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C3``	109
2.1.7.6	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C5``	110
2.1.7.7	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5``-A4``	110
2.1.7.8	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4``-A3``	111
2.1.7.9	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3``-A2``	111
2.1.7.10	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2``-A1``	112
2.1.8	PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN POR PLANTAS	112
2.1.8.1	PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PRIMERA PLANTA BAJA	112
2.1.8.2	PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PRIMERA PLANTA ALTA	112
2.1.8.3	PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SEGUNDA PLANTA ALTA	113
2.1.9	LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	114
2.1.9.1	LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO	114



2.1.9.1.1 LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO PRIMERA PLANTA.....	114
2.1.9.1.2 LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO SEGUNDA PLANTA	115
2.1.9.1.3 LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO TERCERA PLANTA	116
2.1.9.4 LEVANTAMIENTO ALTIMÉTRICO.....	117
2.1.10 DETALLES ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN.....	119
2.1.10.1 VIGAS	119
2.1.10.2 COLUMNAS	119
2.1.10.3 LOSA	120
CAPÍTULO 3.....	120
3. RESULTADOS DE LAS DERIVAS DE PISOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO:.....	120
EVALUACIÓN DE LA EDIFICACIÓN UBICADA EN LA CALLE 108 Y AVENIDA 108	120
3.1 INTRODUCCIÓN	121
3.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO	121
3.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.....	121
3.4 CARGAS DE DISEÑO	122
3.4.1 CARGAS PERMANENTES (CARGA MUERTA)	122
3.4.2 SOBRECARGAS DE USO (CARGA VIVA)	124
3.4.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES	126
3.4.5 PROPIEDADES EN VIGAS.....	131
3.4.6 PROPIEDADES EN COLUMNAS	132



3.4.7	PROPIEDADES EN LOSAS	136
3.4.8	NORMATIVA SISMICA.....	137
3.4.9	ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO	140
3.5	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	141
3.5.1	DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.	141
3.5.2	ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL.....	141
3.5.3	ANÁLISIS SÍSMICO Y DE TORSIÓN EN PLANTA.	141
3.5.4	DETERMINACIÓN DEL CORTANTE BASAL.....	142
3.5.5	DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO	144
3.6	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	145
3.6.1	CONTROL DE DERIVAS DE PISO MÁXIMAS EN PÓRTICOS X Y Y	145
3.6.2	DERIVA DE PÓRTICO EN SENTIDO X.	145
3.6.3	DERIVA DE PÓRTICO EN SENTIDO Y.	146
3.6.4	CONTROL DE PERIODOS DE VIBRACIÓN	147
3.7	DISEÑO ESTRUCTURAL	148
3.7.1	ANÁLISIS COMBINADO DE ESTADOS DE CARGA.....	148
3.7.2	METODOLOGÍA DEL DISEÑO	149
3.8	DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS.....	151
3.8.1	DISEÑO VIGAS	151
	ANEXOS	170



ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACION 1.- GRÁFICO 1.- PARTES DE UN SISMO.	51
ILUSTRACION 2.- GRÁFICO 2.- PRINCIPALES PLACAS TECTÓNICAS, EN EL MUNDO.	52
ILUSTRACION 3.- FIGURA 3. ECUADOR, ZONAS SÍSMICAS PARA PROPÓSITOS DE DISEÑO Y VALOR DEL FACTOR DE ZONA Z	58
ILUSTRACION 4.- FIG.4 CURVAS DE PELIGRO SISMICO NEC-2015	60
ILUSTRACION 5.- FIG.5 ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES.....	66
ILUSTRACION 6.- FIG.6 CATEGORÍA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I	68
ILUSTRACION 7.- FIG.7 ESCLERÓMETRO	73
ILUSTRACION 8.- FIG.8 PERFIL DE REGISTRO ESTRATIGRÁFICO.....	90
ILUSTRACION 9.- FIG.9 PERFIL DE REGISTRO ESTRATIGRÁFICO.....	90
ILUSTRACION 10.- FIG.10 UBICACION DE LA EDIFICACION Y PUNTOS.....	91
ILUSTRACION 11.- FIG. 11 MAPA ZONA GEOTÉCNICA.....	95
ILUSTRACION 12.- FIG. 12 TAMIZADO EXTRACCIÓN (ING. JAVIER MOREIRA).....	97
ILUSTRACION 13.- FIG 13 LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO PRIMERA PLANTA.....	114
ILUSTRACION 14.- FIG 14 LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO SEGUNDA PLANTA.....	115
ILUSTRACION 15.- FIG. 15 LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO TERCERA PLANTA.....	116



ILUSTRACION 16.- FIG. 16 LEVANTAMIENTO ALTIMÉTRICO PRIMERA PLANTA.....	117
ILUSTRACION 17.- FIG. 17 LEVANTAMIENTO ALTIMÉTRICO SEGUNDA PLANTA.....	118
ILUSTRACION 18.- FIG. 18 VIGAS DE LA EDIFICACIÓN.....	119
ILUSTRACION 19.- FIG. 19 COLUMNAS DE LA EDIFICACIÓN	119
ILUSTRACION 20.- FIG. 2.20 LOSAS DE LA EDIFICACIÓN	120
ILUSTRACION 21.- FIG.21 PESO DE ACABADOS EN LOSAS DE ENTREPISO.....	123
ILUSTRACION 22.- FIG. 22 PESO DE ACABADOS EN LOSA DE CUBIERTA.....	124
ILUSTRACION 23.- FIG. 23 PESO CARGA VIVA ESTRUCTURA	125
ILUSTRACION 24.- FIG. 24 PESO DE CARGA VIVA Y CARGA DE CUBIERTA EN LOSAS DE ENTREPISO Y DE CUBIERTA.	126
ILUSTRACION 25.- FIG. 25 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD	127
ILUSTRACION 26.- FIG. 26 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD	127
ILUSTRACION 27.- FIG. 27 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD	128
ILUSTRACION 28.- FIG. 28 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD	128
ILUSTRACION 29.- FIG. 29 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD	129
ILUSTRACION 30.- FIG. 30 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD	129
ILUSTRACION 31.- FIG. 31 HORMIGÓN	130



ILUSTRACION 32.- FIG. 32 PROPIEDADES DE VIGAS	131
ILUSTRACION 33.- FIG. 33 PROPIEDADES DE VIGAS	132
ILUSTRACION 34.- FIG. 34 PROPIEDADES DE VIGAS	132
ILUSTRACION 35.- FIG. 35 PROPIEDADES DE COLUMNAS	132
ILUSTRACION 36.- FIG. 36 PROPIEDADES DE COLUMNAS	133
ILUSTRACION 37.- FIG. 37 PROPIEDADES DE COLUMNAS	133
ILUSTRACION 38.- FIG. 38 PROPIEDADES DE COLUMNAS	134
ILUSTRACION 39.- FIG. 39 PROPIEDADES DE COLUMNAS	134
ILUSTRACION 40.- FIG. 40 PROPIEDADES DE COLUMNAS	135
ILUSTRACION 41.- FIG. 41 PROPIEDADES DE COLUMNAS	135
ILUSTRACION 42.- FIG. 42 PROPIEDADES DE LOSAS	136
ILUSTRACION 43.- FIG. 43 PROPIEDADES DE LOSAS	136
ILUSTRACION 44.- FIG. 44 PROPIEDADES DE LOSAS	137
ILUSTRACION 45.- FIG. 45 MAPA PARA DISEÑO SÍSMICO NEC-2015..	137
ILUSTRACION 46.- FIG. 46 TIPO DE SUELO	138
ILUSTRACION 47.- FIG. 47 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE ZONA SÍSMICA	138
ILUSTRACION 48.- FIG. 48 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE ZONA SÍSMICA	139
ILUSTRACION 49.- FIG. 49 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE ZONA SÍSMICA	139
ILUSTRACION 50.- FIG. 50 ESPECTRO DE DISEÑO INELÁSTICO.....	140
ILUSTRACION 51.- FIG 51 CARGA SISMICA.....	143



ILUSTRACION 52.- FIG. 52 DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO	144
ILUSTRACION 53.- FIG. 53 DERIVAS EN SENTIDO X	145
ILUSTRACION 54.- FIG. 54 DERIVAS EN SENTIDO Y	146
ILUSTRACION 55.- FIG. 55 CONTROL DE LOS PERIODOS DE VIBRACIÓN	147
ILUSTRACION 56.- FIG. 56 DISEÑO DE COLUMNAS Y VIGAS.....	151
ILUSTRACION 57.- FIG. 57 DISEÑO DE VIGAS.....	152
ILUSTRACION 58.- FIG. 58 DISEÑO DE COLUMNAS.....	154
ILUSTRACION 59.- FIG. 59 IMAGEN 1	171
ILUSTRACION 60.- FIG.60 IMAGEN 2	172
ILUSTRACION 61.- FIG.61 IMAGEN 3	173
ILUSTRACION 62.- FIG.62 IMAGEN 4	174
ILUSTRACION 63.- FIG.63 IMAGEN 5	175
ILUSTRACION 64.- FIG.64 IMAGEN 6	176
ILUSTRACION 65.- FIG.65 IMAGEN 7	177
ILUSTRACION 66.- FIG.66 IMAGEN 8	178
ILUSTRACION 67.- FIG. 67 IMAGEN 9 PARTE FRONTAL CASA	179
ILUSTRACION 68.- FIG. 68 IMAGEN 10	180
ILUSTRACION 69.- FIG. 69 IMAGEN 11	181
ILUSTRACION 70.- FIG. 70 IMAGEN 12	182
ILUSTRACION 71.- FIG. 71 IMAGEN 13	183



ILUSTRACION 72.- FIG. 72 IMAGEN 14	184
ILUSTRACION 73.- FIG. 73 IMAGEN 15	185
ILUSTRACION 74.- FIG. 74 IMAGEN 16	186
ILUSTRACION 75.- FIG. 75 IMAGEN 17	187

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1.- ESCALA DE MERCALLI.....	55
TABLA 2.- NEC-2015 FACTOR DE ZONA Z.....	59
TABLA 3.- NEC-2015 TIPOS DE PERFILES DE SUELO.....	62
TABLA 4.- NEC-2015 FA: COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE SUELO EN LA ZONA DE PERÍODO CORTO.....	63
TABLA 5.- NEC-2015 FD: AMPLIFICACIÓN DE LAS ORDENADAS DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS PARA DISEÑO EN ROCA.	64
TABLA 6.- NEC-2015 FS.: COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS SUELOS	65
TABLA 7.- NEC-2015 LÍMITES PERMISIBLES DE LAS DERIVAS DE PISOS.....	70
TABLA 8.- NEC-2015 NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA	71
TABLA 9.- NEC-2105 GEOTECNIA Y CIMENTACIONES (ASENTAMIENTOS)	87
TABLA 10.- RESUMEN DE REGISTRO ESTRATIGRÁFICO P-2	89
TABLA 11.- RESUMEN DE REGISTRO ESTRATIGRÁFICO P-1	89
TABLA 12.- CÁLCULO DE CARGA A PARTIR DEL GOLPEO DEL SPT ...	92



TABLA 13.- CÁLCULO DE CARGA A PARTIR DEL GOLPEO DEL SPT ...	93
TABLA 14.- CÁLCULO DE CARGA A PARTIR DEL GOLPEO DEL SPT ...	93
TABLA 15.- CÁLCULO DE CARGA A PARTIR DEL GOLPEO DEL SPT ...	94
TABLA 16.- CÁLCULO DE CARGA A PARTIR DEL GOLPEO DEL SPT ...	94
TABLA 17.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A1.....	98
TABLA 18.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2.....	98
TABLA 19.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A3.....	99
TABLA 20.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4.....	99
TABLA 21.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A5.....	100
TABLA 22.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5-A4.....	100
TABLA 23.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4-A3.....	101
TABLA 24.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3-A2.....	101
TABLA 25.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2-A1.....	102
TABLA 26.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A1`	102
TABLA 27.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2`	103
TABLA 28.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C1`	103
TABLA 29.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE B1`	104
TABLA 30.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C4`	104
TABLA 31.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C6`	105
TABLA 32.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5`-A4`	105
TABLA 33.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4`-A3`	106



TABLA 34.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3`-A2`	106
TABLA 35.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2`-A1`	107
TABLA 36.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A5`` ...	107
TABLA 37.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4`` ...	108
TABLA 38.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2`` ...	108
TABLA 39.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4`` ...	109
TABLA 40.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C3`` ...	109
TABLA 41.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C5`` ...	110
TABLA 42.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5``-A4``	110
TABLA 43.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4``-A3``	111
TABLA 44.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3``-A2``	111
TABLA 45.- RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2``-A1``	112
TABLA 46.- PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PRIMERA PLANTA BAJA.....	112
TABLA 47.- PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PRIMERA PLANTA ALTA	112
TABLA 48.- PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SEGUNDA PLANTA ALTA	113
TABLA 49.- PROMEDIO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TOTALES.....	122
TABLA 50.- PESO DE ACABADOS EN LOSA DE ENTREPISO.....	123
TABLA 51.- PESO DE ACABADOS EN LOSA DE CUBIERTA.....	123
TABLA 52.- CARGA VIVA.....	125



TABLA 53.- PROMEDIO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN POR PISO.....	126
TABLA 54.- SECCIONES DE COLUMNAS, VIGAS, Y LOSAS.	130
TABLA 55.- VALORES PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE.....	142
TABLA 56.- COMPARATIVA ENTRE LAS DERIVAS DE LA EDIFICACION Y LA NEC-2015	158



RESUMEN

Alrededor del planeta mucho se habla actualmente acerca de la inseguridad que existe en muchas estructuras los sismos ocurridos en diferentes partes del mundo como Chile, Haití y Ecuador, por lo que podemos mencionar que en estas partes muchas edificaciones estructuralmente debido a las cargas laterales, las cuales en muchos casos provocaron colapsos y en otros daños significativos lo cual ha traído consigo pérdidas humanas. Estas consecuencias conllevan a realizar el chequeo de muchas edificaciones su cumplimiento de las derivas de pisos a través de la norma NEC-2015 que es la última norma existente en el país.

Para el diseño estructural se utilizaron las NEC-2015, ACI 3182008 y AISC 360 – 2010 y también utilizamos el software ETABS que sirve para el cálculo estructural y donde podemos verificar las derivas.



SUMMARY

Around the planet a lot is currently spoken about the insecurity that exists in many structures earthquakes occurred in different parts of the world as Chile, Haiti and Ecuador, so we can mention that in these parts many buildings failed structurally due to lateral loads, which in many cases caused collapses and other significant damages which has led to human losses. These consequences lead to the check of many buildings to comply with the drift of floors through the NEC-2015 standard that is the last standard in the country.

For the structural design, the nec-2015, ACI 3182008 and AISC 360 - 2010 were used and we also used the ETABS software that works for the structural calculation and where we can verify the drifts



INTRODUCCIÓN

Al ser el Ecuador un país de alto peligro sísmico se genera la necesidad de mejorar el conocimiento en lo que se refiere al diseño sismo resistente de estructuras. Debido a la gran cantidad de pérdidas humanas y materiales que son resultado del diseño deficiente y de la mala construcción de los edificios en general y por la historia sísmica de nuestro país, se busca despejar dudas en lo que se refiere a la problemas existentes en las derivas de pisos las cuales deben cumplir siempre en los diseños estructurales que debemos hacer, recurriendo a la necesidad que tienen todas las estructuras que van a ser reconstruidas en la zona cero de Manta, por lo que vemos como una buena opción hacer los análisis respectivos a través de un software llamado ETABS el cual tiene su historia y tiene muchos años al servicio de la comunidad ingenieril.

Este programa nos determinaría las derivas y su respectivo cumplimiento con la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015 “NEC-2015” el cuál es el último código que tenemos los ingenieros ecuatorianos para diseñar edificaciones.

También podremos determinar el asentamiento a través de la estación con los niveles respectivos existentes en la estructura y si es progresivo este, también comprobaremos con la NEC-2015 los permisibles máximos en asentamiento.

La investigación que se realizara para lograr estabilizar las estructuras frente a eventuales sismos que se pueden producir en la ciudad de Manta. Por lo que recientemente sucedió un sismo entonces a través de las derivas determinaremos cuan estable son algunos edificios en la ciudad y determinar con más exactitud las derivas y analizar si cumplen con este tipo de normativa.



Se presenta una metodología para evaluar en forma rápida la deriva máxima de pisos en edificios de hormigón armado conformados por vigas y columnas, sin muros de corte, en la que cada uno de los parámetros que intervienen en el cálculo, han sido obtenidos a partir de sismos registrados en Colombia, Ecuador, Perú, Chile y Argentina.

Además, se ha considerado la forma como se construye en el Ecuador, la calidad del acero y el hormigón que usualmente se utiliza en las construcciones para la selección de las estructuras.

El tema en cuestión es muy importante porque podemos conocer lo importante que son las estructuras con sus condiciones especiales que deben de tener cada una de ella, como lo es conocer los límites que existen en las derivas de piso como nos dice la NEC-2105 que es 0.020 el límite máximo permisible y esto puede ser comprobado con el software ETABS. en esta temática podremos saber que el asentamiento en la estructura es importante porque así podremos saber si es necesario reforzar el suelo en este lugar y a la vez realizar los análisis respectivos.

En el medio existe una gran variedad de software para el análisis y diseño de edificaciones de los cuales el ETABS es uno de los más difundidos y usados. El software ETABS es una herramienta que el ingeniero utiliza para llevar a cabo un análisis estructural de edificaciones que pueden ser de concreto o acero y que también permite analizar edificaciones de albañilería con ciertas limitaciones. En años anteriores, el llevar a cabo un análisis estructural tomaba un tiempo considerable; sin embargo, en la actualidad este mismo análisis toma



algunas horas dependiendo de la capacidad del computador que se esté usando y de la complejidad de la edificación a analizar.



OBJETIVOS Y ALCANCE

Objetivo General

Analizar los asentamientos y las derivas de piso producidos por el sismo del 16 a través del software ETABS comprobando con la NEC-2015 estableciendo la salvaguarda del edificio ubicado en la calle 108 y ave 108, del cantón manta, provincia de Manabí.

Objetivos Específicos

- a) Realizar el diseño a través del programa ETABS
- b) Comprobar que las derivas de pisos cumplan con la normativa NEC-2015.
- c) Comparar por cada piso las derivas respectivas.
- d) Analizar el cumplimiento de la normativa NEC-2015.
- e) Comprobar los asentamientos con estación total



CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

1. Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica de una edificación es una magnitud que permite cuantificar el tipo de daño estructural, el modo de fallo y la capacidad resistente de una estructura bajo unas condiciones probables de sismo. (wikipedia, 2017)

La vulnerabilidad sísmica cuantifica el riesgo debido únicamente a las características de la estructura. El peligro sísmico es la magnitud que cuantifica el riesgo debido a la zona geográfica sobre la cual se emplaza la estructura. Tanto la vulnerabilidad sísmica de una estructura, como el peligro sísmico asociado a su emplazamiento, así como el daño sísmico potencial, contribuyen a cuantificar el riesgo sísmico asociado a un conjunto. (wikipedia, 2017)

De esta manera, dos edificios idénticos en sus características físicas presentarán una vulnerabilidad sísmica equivalente, pero un peligro sísmico que dependerá de acuerdo al lugar del emplazamiento. (wikipedia, 2017)

La vulnerabilidad sísmica es el área de trabajo de la ingeniería sísmica cuyo objetivo es reducir el riesgo sísmico teniendo en cuenta los costos y los principios de la ingeniería estructural. (wikipedia, 2017)



1.0.1 CLASES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

1.0.1.1 Vulnerabilidad Estructural

Se refiere a que tan susceptibles a ser afectados o dañados son los elementos estructurales de una edificación o estructura frente a las fuerzas sísmicas inducidas en ella y actuando en conjunto con las demás cargas habidas en dicha estructura. Los elementos estructurales son aquellas partes que sostienen la estructura de una edificación, encargados de resistir y transmitir a la cimentación y luego al suelo; las fuerzas causadas por el peso del edificio y su contenido, así como las cargas provocadas por los sismos. Entre estos elementos se encuentran las columnas, vigas, placas de concreto, muros de albañilería de corte, etc. (biblioteca UDEP, 2017).

Debido a ello como se dirá que un buen diseño estructural es la clave para que la integridad del edificio sobreviva aún ante desastres naturales severos como lo son los terremotos. Por esto los mayores daños en edificios hospitalarios tras un sismo se deben a esquemas de configuración estructural lejanos a formas y esquemas estructurales simples. El sismo castiga fuertemente dichas irregularidades. (biblioteca UDEP, 2017).

Desafortunadamente, en países como Perú, muchos casos del pasado (basta recordar los daños en estructuras tras el sismo de Nazca o el de Arequipa) constatan que las normas y criterios de diseño sismorresistente no se han aplicado efectivamente; y a veces dichas normas no han considerado especificaciones especiales para estructuras hospitalarias. En otras palabras, la vulnerabilidad estructural en general de los hospitales y clínicas es alta, situación que debe ser corregida total o parcialmente con el fin de evitar pérdidas económicas y sociales, en particular en nuestros países que están en vías de desarrollo. (biblioteca UDEP, 2017)



1.0.1.2 Vulnerabilidad No Estructural.

Un estudio de vulnerabilidad no estructural busca determinar la susceptibilidad a daños que estos elementos puedan presentar. Sabemos que al ocurrir un sismo la estructura puede quedar inhabilitada debido a daños no estructurales, sean por colapso de equipos, elementos arquitectónicos, etc., mientras que la estructura permanece en pie. Esto generalmente se aplica a los hospitales y clínicas donde entre el 80% y 90% del valor de la instalación no está en las columnas, vigas, losas, etc.; sino en el diseño arquitectónico, en los sistemas electromecánicos y en el equipo médico contenido dentro del hospital. (biblioteca UDEP, 2017)

Dentro del sistema electromecánico podríamos mencionar las líneas tuberías, apoyos de equipos, la conexión de los equipos, etc. De igual forma, dentro de los elementos arquitectónicos tenemos las fachadas, vidrios, tabiques, mamparas, puertas, ventanas, escaleras, etc.; y que una vez afectados todos estos elementos obligan a la paralización del servicio dentro del hospital, lo que afectaría directamente a las personas que necesiten ayuda en un momento dado. (biblioteca UDEP, 2017)

1.0.1.3 Vulnerabilidad Funcional

Un estudio de la vulnerabilidad funcional busca determinar la susceptibilidad de un hospital o clínica a sufrir un “colapso funcional” como consecuencia de un sismo. Esto es sólo visible en el momento en que ocurre una emergencia. A fin de determinar en esta tercera etapa la vulnerabilidad funcional, se evalúa lo referente a la infraestructura. En primer lugar, el sistema de suministro de agua y de energía eléctrica, que son las partes más vulnerables. También son afectadas por los sismos las tuberías de alcantarillado, gas y combustibles, para lo cual se realizan investigaciones sobre su resistencia y flexibilidad. (biblioteca UDEP, 2017)



Estos aspectos funcionales incluyen también un análisis detallado de las áreas externas, vías de acceso a exteriores y su conexión con el resto de la ciudad; las interrelaciones, circulaciones primarias y secundarias, privadas y públicas y los accesos generales y particulares de las áreas básicas en que se subdivide el hospital. Se analiza la posibilidad de inutilización de ascensores, acumulación de escombros en escaleras y pasillos, como así también el atascamiento de puertas. (biblioteca UDEP, 2017)

Un hospital y en algunos casos unas clínicas están conformado por cinco áreas básicas que son: Administración, Servicios Ambulatorios, Servicios Generales, Consulta Externa, Emergencia y Hospitalización; cada uno con funciones determinadas y propias; estas áreas se interrelacionan íntimamente entre sí para un buen funcionamiento del hospital. La relación entre dichos sectores básicos puede resultar crítica si en el diseño no se considera su funcionamiento y distribución en el caso de atención masiva de pacientes en un período post-sismo. (biblioteca UDEP, 2017)

1.0.1.4 METODOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

Cuando nosotros identificamos a un edificio como potencialmente vulnerable, tanto a sus estructuras como a sus elementos no estructurales, es necesario seguir con el proceso de investigación para confirmar o descartar dicha vulnerabilidad. En caso de confirmarla debemos determinar la naturaleza y extensión de los daños probables, la magnitud del riesgo y la pérdida, en definitiva, se trata de seguir un procedimiento de la evaluación de la competencia sismorresistente. (biblioteca UDEP, 2017)

Muchas veces se pretende determinar la vulnerabilidad y evaluar el comportamiento sísmico de un edificio existente en función de lo que demandan los reglamentos de



construcción y diseño para una edificación nueva (Ref. 18), cosa que no puede hacerse por las razones explicadas anteriormente. (biblioteca UDEP, 2017)

Para realizar los estudios de vulnerabilidad existen muchas metodologías valederas en la literatura internacional que se han encontrado en la bibliografía consultada. En general éstas se clasifican en:

- Métodos cualitativos.
- Métodos experimentales.
- Métodos analíticos.

Los primeros son métodos diseñados para evaluar de manera rápida y sencilla un grupo de edificaciones diversas y seleccionar aquellas que requieran un posterior análisis más detallado. El uso de estos métodos es para estudiar masivamente los edificios para cuantificar el riesgo sísmico por zonas como se suele decir en Europa el realizar un mapa de escenarios sísmicos. Algunos de estos métodos constituyen el primer nivel de evaluación de los métodos analíticos, como es el caso del método japonés (nivel 1) y la evaluación diseñada por Iglesias de la UNAM. para el caso de la ciudad de México. También es digno mencionar el método FEMA 154. (biblioteca UDEP, 2017)

Los segundos, realizan una correlación entre las características del sismo y las del terreno de cimentación, los daños, los tipos y configuraciones estructurales. Los resultados que proveen son valores promedio genéricos y con un grado de incertidumbre elevada. (biblioteca UDEP, 2017)



Los métodos puramente analíticos son usualmente utilizados para la evaluación en detalle de la vulnerabilidad posible de una estructura ante sismos de diferente orden de magnitud. (biblioteca UDEP, 2017)

Los más conocidos son el método japonés, los métodos norteamericanos como el ATC 22 y el FEMA 310 avalados por la Federal Emergency Management Agency de USA, los métodos de energía como el de Akiyama. Otros usados son:

El método del Instituto de Ingeniería Estructural de Zurich; el método propuesto por el Centro colaborador de OMS/OPS para la mitigación de desastres, la Universidad de Chile y el Ministerio de Salud de Chile; el método del Grupo de Evaluación Sísmica de la Universidad de Los Andes en Mérida, Venezuela; entre otros. (biblioteca UDEP, 2017)

1.0.1.5 Método ATC 21 (FEMA 154) Procedimiento de Investigación Visual Rápida RVS (“Rapid Visual Screening Procedure”)

Este procedimiento RVS presentado por FEMA 154 de USA, puede aplicarse a Piura. Si bien es cierto la sismología de ambas regiones es distinta su aplicación es válida por tratarse de un nivel básico de evaluación, que hace diferencia entre 3 zonas sísmicas distintas (Alta, Moderada y Baja) y se ha aplicado a edificios con características muy similares a los del Perú. Por otro lado Piura se ubica en una zona de sismicidad alta (como lo especifica la norma sismorresistente) y en el Cinturón de Fuego de la costa occidental del continente americano, al igual que la costa oeste de USA. Se podría concluir que Piura se debe considerar como en una zona alta. Más adelante se verá que para poder afirmar esto se necesitarán más herramientas que respalden esta hipótesis. (biblioteca UDEP, 2017)



El FEMA 154 ha sido formulado para identificar, inventariar, y clasificar edificios que son potencialmente peligrosos ante un sismo. Desarrollado por un grupo multidisciplinario que incluye funcionarios e inspectores de edificios públicos, agencias de gobierno, profesionales de diseño, propietarios de edificios del sector privado, miembros de universidades quienes usan el Procedimiento RVS como herramienta de trabajo e investigación, miembros del público. Este procedimiento puede ser implementado en forma relativamente rápida y económica para desarrollar una lista de edificios con peligro potencial ante un sismo sin un alto costo de análisis sísmico detallado de los edificios individuales. (biblioteca UDEP, 2017)

Si un edificio recibe un puntaje alto (por encima de un límite de puntaje), el edificio es considerado que tiene una adecuada resistencia sísmica. Si un edificio recibe un bajo puntaje sobre la base de este procedimiento debería ser evaluado por un ingeniero profesional con una experiencia en diseño sísmico. De acuerdo a la inspección detallada, a los análisis ingenieriles y otros procedimientos detallados se logra un informe final sobre la capacidad del edificio y la necesidad de una rehabilitación. (biblioteca UDEP, 2017)

El procedimiento RVS es diseñado para ser implementado sin unos cálculos de análisis estructural. Este utiliza un sistema de puntajes que requiere que el usuario:

- 1) Identifique el sistema primario resistente estructural a carga lateral.
- 2) Identificar los atributos del edificio que pueden modificar el comportamiento sísmico esperado de su sistema a carga lateral.

La inspección, la recolección de datos, y el proceso de decisión se llevará a cabo en el sitio del edificio, tomando un promedio de 15 a 30 minutos por edificio (30 minutos a una hora si el acceso al interior está disponible). (biblioteca UDEP, 2017)



Los resultados son registrados en uno de los 3 formularios de recolección de datos, dependiendo de la sismicidad de la región (Alta, media o baja) que está siendo estudiada. El formato de recolección de datos incluye un espacio para la información de la identificación del edificio, incluyendo su uso y tamaño, una fotografía del edificio, un bosquejo, y documentación de los datos relacionados al comportamiento sísmico del edificio, incluyendo el desarrollo de un resultado numérico del peligro sísmico. Los resultados son basados sobre unos niveles promedio de movimiento del suelo para la sismicidad de la región tan bien como el diseño sísmico y las prácticas de construcción para la región. Los edificios pueden ser revisados desde la vereda sin la necesidad de ingresar al edificio, planos o cálculos estructurales. La fiabilidad y confianza en la determinación del tipo de edificio aumenta si el sistema de elementos estructurales es verificado durante una inspección en el interior o en base a una revisión de los documentos de construcción. (biblioteca UDEP, 2017)

1.0.1.6 Método ATC -22 (FEMA 310).

El American Society of Civil Engineers (ASCE) conjuntamente con el Federal Emergency Management Agency (FEMA) de Estados Unidos se unieron para convertir el FEMA 178, NEHRP Handbook for the Seismic Evaluation of Existing Buildings (denominado antiguamente como ATC 22) en un documento pre-estándar, luego éste fue aprobado por el American National Standards Institute (ANSI) y el documento fue finalmente publicado en enero de 1998 como FEMA 310: Handbook for the Seismic Evaluation of Buildings o también conocido como ASCE 31-02. (biblioteca UDEP, 2017)

Este manual proporciona un procedimiento en 3 niveles para la evaluación sísmica de edificios existentes en cualquier región sísmica. Los edificios son evaluados para garantizar un nivel de seguridad de las vidas que se encuentran dentro o también para satisfacer un nivel



de ocupación inmediata al evento producido. En este manual no se indican las medidas de mitigación de los posibles resultados del estudio. (biblioteca UDEP, 2017)

Una parte importante de este manual es enseñar al profesional de diseño y evaluación sobre cómo determinar si un edificio es adecuadamente diseñado y construido para resistir fuerzas de sismo. Todos los aspectos del comportamiento del edificio son considerados y asumidos en 44 términos de puntos sobre la parte estructural, no estructural y de amenaza geológica y la cimentación. (biblioteca UDEP, 2017)

Este manual recomienda primero el procedimiento de inspección visual utilizando el Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook (FEMA 154). (biblioteca UDEP, 2017)

El FEMA 310 fue escrito para:

- Reflejar el avance en la tecnología.
- Incorporar lecciones aprendidas durante recientes terremotos como el de Michoacán que afectó la Ciudad de México, en 1985; el terremoto de Loma Prieta en 1989, que afectó el área de la Bahía de San Francisco; el terremoto de Northridge (Los Ángeles) en 1994 y el terremoto de Kobe en 1995. (biblioteca UDEP, 2017)

- Aplicarse a nivel nacional e internacional.
- Proveer técnicas de evaluación para distintos niveles de Performance.
- Incorporar la experiencia de profesionales de diseño. Una vez aplicados los niveles a evaluar, dependiendo de la estructura en particular, se termina realizando un reporte que contenga la siguiente información:



1) Alcance del análisis: Una lista del nivel seguido y el grado de investigación con el que se ha trabajado.

2) Datos del lugar y del edificio:

- Descripción general del edificio (número de pisos y dimensiones).
- Descripción del sistema estructural (sistema resistente a fuerzas laterales, sistema de cimentación, losas de techo, etc.).

• Descripción de los elementos no estructurales (Elementos estructurales que podrían interactuar con la estructura afectando el comportamiento sísmico del edificio).

• Tipo de edificio. • Región de sismicidad.

• Tipo de suelo.

• Ocupación del edificio.

3) Lista de suposiciones: Propiedades del material, condiciones del suelo.

4) Conclusiones: Lista de deficiencias.

5) Recomendaciones: Plan de mitigación o de evaluación futura.

6) Anexos: Referencias, cálculos preliminares, etc. (biblioteca UDEP, 2017)



1.0.1.7 INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN SOBRE EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO. PROBLEMAS DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.

Criterios de Estructuración:

De entender bien este concepto parte todo, porque es frecuente en la práctica dedicar mucho tiempo al diseño de edificios en procesos de análisis y dimensionamiento y poco se examinan los aspectos de diseño conceptual y de estructuración, cosa muy peligrosa porque no se puede lograr que un edificio mal estructurado se comporte de una manera satisfactoria frente a los sismos. Por lo contrario, gracias a la experiencia de varios sismos en México, Estados Unidos, Japón, entre otros; se ha notado que aquellos edificios que han sido bien concebidos estructuralmente y bien detallados se han comportado adecuadamente, aunque no hayan sido objetos de cálculos elaborados e incluso que no hayan cumplido rigurosamente el reglamento. (biblioteca UDEP, 2017)

Pero esto explicado anteriormente sirve para el diseño de un edificio nuevo pero ¿qué sucede si el edificio ya existe y se encuentra operativo y funcionando años y además presenta algunas deficiencias en su estructuración? Lo que queda es evaluar su vulnerabilidad sísmica. (biblioteca UDEP, 2017)

Es evidente que la configuración estructural queda en buena parte definida por el proyecto arquitectónico. Es por ello que en esta etapa debe haber una interacción entre ambos responsables, el del diseño arquitectónico y el del diseño estructural. (biblioteca UDEP, 2017)

Los criterios de estructuración que se darán a continuación, como indican Bazán y Meli (Ref. 10), nos servirán para evaluar el edificio de la clínica San miguel, ya que nos dará una visión y nos alertará de las deficiencias que este tiene. (biblioteca UDEP, 2017)



- a) El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección. Esto se logra proporcionando sistemas resistentes en las 2 direcciones ortogonales. (biblioteca UDEP, 2017)
- b) La configuración de los elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que estas se generan (o sea de todo punto donde haya una masa que produzca fuerzas de inercia) hasta el terreno. Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de solicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de las masas o rigideces en planta o en elevación. Para tal fin conviene que la estructura sea: sencilla, regular, simétrica y continua. (biblioteca UDEP, 2017)
- c) Los sistemas estructurales deben disponer de redundancia y de capacidad de deformación inelástica que les permitan disipar la energía introducida por los sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales. (biblioteca UDEP, 2017)

1.0.1.8 Problemas de configuración arquitectónica.

Por su naturaleza las instalaciones hospitalarias como hospitales, clínicas y centros médicos tienden a ser construcciones de gran envergadura y complejidad, lo que hace que muchas veces presenten problemas de configuración complejos. No definimos como configuración a la forma espacial de la construcción en abstracto sino a ella en cuanto está estrechamente relacionada con el tipo, disposición, fragmentación, resistencia, y geometría de la estructura de la edificación, relación de la cual se derivan ciertos problemas de respuesta estructural de los sismos. (biblioteca UDEP, 2017)



Como ya se ha expresado antes se puede afirmar que el alejamiento de formas estructurales simples es fuertemente castigado por los sismos. Y además que, desafortunadamente los métodos de análisis sísmicos usuales no logran cuantificar adecuadamente la mayoría de estos problemas. De cualquier forma, debido a la naturaleza errática de los sismos, así como de la posibilidad que exceda el nivel de diseño, es aconsejable evitar el planteamiento de configuraciones riesgosas, independientemente del grado de sofisticación que sea posible lograr en el análisis de cada caso. (biblioteca UDEP, 2017)

a) Configuración geométrica.

Brevemente se explicarán los principales problemas de configuración estructural que se deben tener en cuenta para el diseño de un edificio nuevo, así como para la evaluación de uno ya existente e identificar anomalías. Algunas formas no deseadas se presentan. (biblioteca UDEP, 2017)

a.1) Problemas de configuración en planta: Los problemas que se relacionan a continuación son pertinentes a la disposición de la estructura en el plano horizontal, en relación con la forma y distribución del espacio arquitectónico. Estos aspectos irregulares en planta propician una respuesta sísmica poco conveniente y deben evitarse. Entre estos aspectos están la asimetría en planta, que tiende a provocar vibraciones torsionales del edificio, y por ello se deben evitar formas como la de la Figura 5.3. (biblioteca UDEP, 2017)

Si al problema se suma la longitud excesiva del edificio se debe optar por partir la estructura en bloques por medio de la intersección en juntas, de tal manera que cada bloque sea uno corto. Estas juntas deben ser diseñadas para evitar el golpeteo. (biblioteca UDEP, 2017)



a.2) Concentración de esfuerzos en planta: Surge el problema cuando existen plantas complejas, cosa común en instalaciones hospitalarias. Se define así a una planta en la cual la línea de unión de dos puntos cualesquiera de la misma suficientemente alejados hace su recorrido en buena parte fuera de la planta. Esto se da cuando existen plantas compuestas por alas de tamaño significativo orientadas en diferentes direcciones (formas en H, V, U, L, etc.). En ellas, cada ala puede asimilarse a un voladizo empotrado en la parte restante del edificio. Se producirán en esta zona de transición grandes esfuerzos que se traducen en daños en la estructura vertical, en los elementos no estructurales e inclusive en la losa de entrepiso. Un ejemplo de este caso se ve en la Figura 5.4 referente al croquis en planta de la Clínica Palermo en Bogotá. (biblioteca UDEP, 2017)

a.3) Longitud: La longitud de un edificio influye en la respuesta estructural del mismo. Esto debido a que el movimiento del terreno consiste en una trasmisión de ondas, la cual se da con una velocidad que depende de las características de masa y rigidez del suelo de soporte, la excitación que se da en un punto de apoyo del edificio en un momento dado difiere de la que se da en el otro, diferencia que será mayor cuanto mayor longitud tenga el edificio. (biblioteca UDEP, 2017)

También este tipo de edificios son sensibles a los componentes torsionales de los movimientos del terreno debido a la mayor diferencia entre los movimientos transversales y longitudinales del terreno de apoyo. (biblioteca UDEP, 2017)

a.4) Problemas de configuración en elevación

Muchos diseños arquitectónicos presentan formas en sus edificios de volúmenes escalonados por exigencias urbanísticas de proporción, iluminación, modernidad, etc. sin embargo desde el punto de vista sísmico, son causa de cambios bruscos de masa y rigidez,



trayendo consigo concentración de esfuerzos en los pisos aledaños al cambio brusco.

(biblioteca UDEP, 2017)

b) Configuración estructural

b.1) Concentraciones en masa: Este problema radica en la alta concentración de masa total debido a elementos pesados en una determinada área de la estructura tales como equipos, archivos, bodegas, tanques, etc. Este problema se incrementa si esta concentración se ubica en una zona alta del edificio, debido a que las aceleraciones en el edificio inducidas por la aceleración del suelo aumentan con la altura, con lo cual tendrán una mayor fuerza de sismo y una mayor posibilidad de volcarse. Algunos especialistas recomiendan que cuando se tengan que construir tanques elevados de almacenamiento de agua se debe preferir construir torres independientes para este fin, en lugar de adosarlas al edificio principal. En la figura 4.7 se observa también una concentración de masa en la parte alta del edificio de CSM. (biblioteca UDEP, 2017)

b.2) Columnas débiles: En diseño sísmico de edificio en base a pórticos se busca que la falla se dé primero en las vigas y después en las columnas, para evitar el colapso de la estructura, sin embargo, la historia nos enseña que muchos edificios han fallado justamente por esta causa. Estas fallas se deben a lo siguiente. (biblioteca UDEP, 2017)

a) Columnas de menor resistencia que las vigas.

b) Columnas cortas.

c) Confinamiento lateral parcialmente en la altura de la columna debido a la presencia de muros divisorios, muros de fachada, muros de contención, etc.

d) Disposición de losas en niveles intermedios.



e) Ubicación del edificio en un terreno inclinado.

b.3) Pisos débiles: Son los pisos que son más vulnerables al daño sísmico que los restantes debido a que tienen mayor rigidez, menor resistencia o ambas cosas. Los esquemas usuales son. (biblioteca UDEP, 2017)

a) Mayor altura del piso.

b) Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso (columnas, placas, tabiques).

c) Construcción sobre terrenos inclinados.

b.4) Falta de redundancia: El diseño estructural sísmo resistente contempla la posibilidad de daño de los elementos para los sismos más intensos. Desde este punto de vista, el diseño de la estructura debe buscar que la resistencia de las fuerzas sísmicas no dependa en gran parte o totalmente de un número reducido de elementos, puesto que la falla de los mismos puede traer como consecuencia el colapso total o parcial del edificio en los instantes posteriores al sismo, debido a la debilidad de los restantes. Por ello se debe buscar que la resistencia a fuerzas sísmicas se distribuya entre el mayor número de elementos posible. (biblioteca UDEP, 2017)

b.5) Flexibilidad estructural: Es la susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos. Las principales causas son la distancia entre los elementos de soporte (luces), a las alturas libres de los mismos, y a la rigidez de los mismos. Las consecuencias de la flexibilidad son:

a) Daños en los elementos no-estructurales adosados a niveles contiguos.

b) Inestabilidad de los pisos flexibles o del edificio en general.



b.6) Flexibilidad del diafragma: Un comportamiento flexible del diafragma de piso implica deformaciones laterales mayores, los cuales en principio son perjudiciales para los elementos no estructurales. En segundo lugar, si el trabajo de ensamblaje de los elementos verticales con el diafragma se realiza de manera poco eficiente, se presentará mayor trabajo en unos elementos que en otros. Las razones por las que se da este tipo de comportamiento flexible son:

a) Flexibilidad del material del diafragma. (biblioteca UDEP, 2017)

b) Relación de aspecto del diafragma. Mientras mayores sean las relaciones largo / ancho del diafragma, o de un sector suyo, mayores pueden ser las deformaciones laterales del mismo. En general, los diafragmas con relaciones de aspecto superiores a 5 pueden considerarse flexibles. (biblioteca UDEP, 2017)

c) Rigidez de la estructura vertical. La flexibilidad del diafragma debe juzgarse también de acuerdo con la distribución en planta de la rigidez de la estructura vertical. En el caso extremo que un diafragma sea alargado pero que todos sus elementos verticales posean igual rigidez se debe esperar un mejor comportamiento de éste que en el caso que haya grandes diferencias en este punto. (biblioteca UDEP, 2017)

d) Aberturas en el diafragma. Cuando se realizan aberturas de gran tamaño por diversos motivos como iluminación, ventilación, etc. aparecen zonas flexibles en el diafragma, las cuales impiden el ensamblaje rígido de las estructuras verticales. (biblioteca UDEP, 2017)

b.7) Torsión: La torsión tiene lugar por la excentricidad entre el centro de masa y el de rigidez. Los casos más frecuentes que pueden originar este problema en planta son: a) Colocación de grandes masas en forma asimétrica con respecto a la rigidez. b) Posición de la



estructura más rígida de manera asimétrica con respecto al centro de gravedad del piso. c)

Combinación de las dos combinaciones anteriores. (biblioteca UDEP, 2017)

11. DERIVAS DE PISOS

Conociendo los últimos terremotos acontecidos en el mundo han puesto a la ciencia de la ingeniería civil en mucha actividad, por el gran motivo del colapso de estructuras y daños estructurales; los cuales están muy presentes a la vez evidencian que estos desplazamientos laterales causan mucho daño a las edificaciones.

Los cálculos de las derivas de piso han sido principios ingenieriles usados para mejorar el funcionamiento estructural en cualquier tipo de edificación tanto en a nivel estructural como no estructural, estas han sido razones suficientes para que los códigos de la construcción en muchos lugares del mundo hayan sido modificados por lo que las derivas han sido relativamente más apegadas a las nuevas condiciones que te presenta la naturaleza. Anón, (2017).

Es importante resaltar que el hecho de diseñar bajo las normativas no puede expresar una seguridad total en las estructuras ni evita los daños severos si lleva consigo, porque estas son investigaciones en base a los terremotos que han afectado al mundo y están en constante actualización; debido a que esto no es predecible y es muy variable y muchas veces con mayor fuerza.

Es necesario comprender que según varios estudios la ductilidad y redundancia han sido parte fundamental para que las estructuras no colapsen. Anón, (2017).

12. ETABS

En las ultima tres décadas, ETABS es una herramienta para el Análisis y Diseño estructural de estructuras de gran altura. ETABS es fundamental para el análisis y diseño de



estructuras como edificios y naves industriales. ETABS también cumple la función si se está analizando un pórtico en 2D o realizando de un análisis dinámico de un edificio de gran altura que utiliza amortiguadores.

13. ESTACION TOTAL

Se denomina estación total a un aparato electro-óptico utilizado en topografía, cuyo funcionamiento se apoya en la tecnología electrónica. Consiste en la incorporación de un distanciómetro y un microprocesador a un teodolito electrónico.

“Algunas de las características que incorpora, y con las cuales no cuentan los teodolitos, son una pantalla alfanumérica de cristal líquido (LCD), leds de avisos, iluminación independiente de la luz solar, calculadora, distanciómetro, trackeador (seguidor de trayectoria) y en formato electrónico, lo cual permite utilizarla posteriormente en ordenadores personales. Vienen provistas de diversos programas sencillos que permiten, entre otras capacidades, el cálculo de coordenadas en campo, replanteo de puntos de manera sencilla y eficaz y cálculo de acimuts y distancias”. (Wikipedia, 2017).

14. CONCEPTOS BASICOS

1.4.1 EDIFICACION

Edificación se menciona que es todo tipo de construcción que tiene una finalidad específica de servir para negocios, casas, condominios, urbanizaciones entre otros, estas deben ser planificadas y ejecutadas; pueden tener diferentes formas o tamaños, la gran cantidad de estas obras son utilizadas para habitarlas o ser de uso común.



1.4.2 EDIFICIOS

Es una construcción que esta permanente, tiene su separación e independiente, puede ser utilizada como vivienda o para servir a empresas, unidades educativas, al servicio de la sociedad o en general al desarrollo de cualquier tipo de actividad.

1.4.3 PARTES DE UN EDIFICIO.

Un edificio ya construido contiene dos partes:

Superestructura. - son una cantidad de elementos que transmiten directamente las cargas, tales como: losas, vigas, viguetas, etc.

Infraestructura. - componen todas las partes encargadas de transportar las cargas de la superestructura a la infraestructura para ir hasta el suelo: columnas, cimentaciones.

Proteger partes delicadas. Una estructura debe proteger las partes delicadas de los objetos que los poseen. Pero hay estructuras que no tienen partes internas que proteger, como los puentes o las grúas.

Ligeras: Las estructuras deben ser lo más ligeras posibles siempre porque depende de la ductilidad para que no afecten tanto las cargas laterales que puedan crearse.

Estable: La estructura que no padecería de ningún volcamiento o colapso durante un terremoto.

1.4.4 ELEMENTO ESTRUCTURAL

Son todas las partes que componen una estructura y difieran cada una depende de los diseños (cimientos, columnas, vigas y pisos). El diseño y comprobación de cada elemento



depende de los principios de la ingeniería estructural y la resistencia de materiales. Los elementos estructurales pueden ser clasificados de tres maneras.

1.4.5 DIMENSIONALIDAD DEL ELEMENTO

Según puedan ser modelados como elementos unidimensionales (vigas, arcos, columnas), bidimensionales (placas, láminas, membranas) o tridimensionales.

1.4.6 FORMA GEOMÉTRICA O POSICIÓN

La forma geométrica concreta afecta a los detalles del modelo estructural usado, así si la pieza es recta como una viga o curva como un arco, el modelo debe incorporar estas diferencias, también la posición u orientación afecta al tipo de estado tensional que tenga el elemento.

1.4.7 ESTADO TENSIONAL O SOLICITACIONES PREDOMINANTES.

Los tipos de esfuerzos predominantes pueden ser tracción (membranas y cables), compresión (columnas), flexión (vigas, arcos, placas, láminas) o torsión (ejes de transmisión, etc.).

1.4.8 LA INGENIERÍA SÍSMICA

Es el estudio del comportamiento de los edificios y las estructuras sujetas a carga sísmicas. Surge a fines de los años 50 y principios de los 60 consolidándose en la década de los 80 y 90, la misma que estudia la dinámica de Estructuras y de suelos, las propiedades lineales y no lineales de los materiales.



1.5.1 SISMOS

Es un fenómeno de movimiento brusco y momentáneo de la corteza terrestre que se produce por la liberación de energía acumulada en forma de ondas sísmicas. Los sismos con más frecuencia se producen por la ruptura de fallas geológicas. También ocurren por la fricción de las placas tectónicas, procesos volcánicos o inclusive pueden ser producidos por el hombre al realizar pruebas de detonaciones nucleares subterráneas.

1.5.2 PARTES DE UN SISMO

Hipocentro (Foco). Es el punto en la profundidad de la Tierra desde donde se libera la energía en un terremoto. Cuando ocurre en la corteza de ella (hasta 70 km de profundidad) se denomina superficial. Si ocurre entre los 70 y los 300 km se denomina intermedio y si es de mayor profundidad: profundo (recordemos que el centro de la Tierra se ubica a unos 6.370 km de profundidad).

El punto donde se origina el sismo en el interior de nuestro planeta es denominado hipocentro. El hipocentro se localiza frecuentemente entre 15 y 45 Km de la superficie, pero algunas veces su profundidad se ha calculado en más de 600 Km.

Epicentro. Es el punto de la superficie de la Tierra directamente sobre el hipocentro. Es, desde luego, la localización de la superficie terrestre donde la intensidad del terremoto es mayor. Las características de la falla, sin embargo, pueden hacer que el punto de mayor intensidad esté alejado del epicentro al centro se llama epicentro.

2McCormac, J. C. (2002). Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD (2ª ed.). México D.F.: Alfaomega.p.1-4.



La zona que lo rodea y donde los efectos de la sacudida han sido percibidos se llama zona epicentral. Las vibraciones longitudinales y transversales que llegan a esta zona originan ondas superficiales que irradiando del epicentro se propagan paralelamente a la superficie de la tierra, de la misma manera que las ondas del mar.

Ondas Sísmicas. Las ondas sísmicas son un tipo de onda elástica consistentes en la propagación de perturbaciones temporales del campo de esfuerzos que generan pequeños movimientos en un medio.

Ondas internas. Las ondas de cuerpo viajan a través del interior. Siguen caminos curvos debido a la variada densidad y composición del interior de la Tierra. Este efecto es similar al de refracción de ondas de luz. Las ondas de cuerpo transmiten los temblores preliminares de un terremoto, pero poseen poco poder destructivo. 3

Ondas superficiales. Cuando las ondas de cuerpo llegan a la superficie, se generan las ondas L (longae), que se propagan por la superficie de discontinuidad de la interface de la superficie terrestre (tierra-aire y tierra-agua). Son la causante de los daños producidos por los sismos en las construcciones.

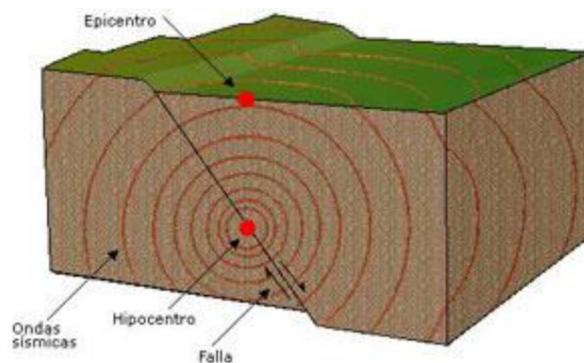


Gráfico 1.- Partes de un Sismo.



1.5.3 PLACAS TECTÓNICAS

Debido a las corrientes de convección, los continentes continúan en movimiento. En el siglo XIX ya se pensó que Groenlandia se movía, hipótesis que ha sido confirmada en el siglo XX con estudios que demuestran que se separa de Europa.

Las corrientes de convección se producen en la parte superior del manto líquido, en una capa denominada Astenosfera. En forma figurativa se puede decir que la corteza terrestre flota sobre la Astenosfera. El movimiento de la corteza no se da en forma uniforme, en el sentido de que todo se mueve en la misma dirección y con la misma magnitud, no se presenta así. Existen regiones en las cuales el movimiento es muy lento del orden de una centésima de milímetro al año y otras en las cuales este movimiento es muy rápido con movimientos de más de 10 cm. al año. De igual forma, existen zonas en las que segmentos de la corteza chocan entre si y otras en que no existe este choque.

Las principales placas tectónicas, son las placas de: Nazca, Sudamérica, Cocos, Norteamericana, Caribe, Africana, Euroasiática, Antártica, Pacífico, Filipinas, Arábica, Australiana y de la India. Estas placas a su vez contienen micro placas

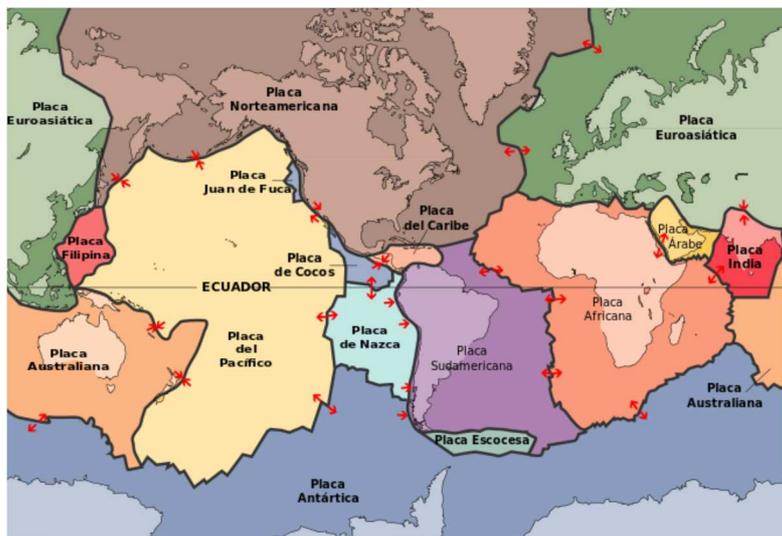


Gráfico 2.- Principales Placas Tectónicas, en el Mundo.



4 Aguiar, R. (2008). Análisis Sísmico De Edificios. Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. p. 4.

A estos movimientos se los conoce también como tectónicos los cuales son responsables de la aparición de las montañas, volcanes, de los sismos, del relieve y fallas geológicas en la tierra.

Investigaciones desarrolladas entre los años 1950 y 1960, encontraron que, en el lecho de los mares, existen largas y espectaculares cadenas montañosas con una forma muy similar a la columna dorsal de los reptiles, de ahí su nombre de dorsal marino. Por lo tanto, en la tierra existen dos tipos de montañas, las que se hallan en los continentes y las que se encuentran en los mares con características diferentes. Al chocar dos placas, una de las dos cede y se va para abajo con dirección al manto; la región de la zona de choque se denomina zonas de subducción. Por otra parte, en la zona donde no existe el choque, que es en los dorsales marinos aparece, una nueva superficie terrestre. De esta forma se mantiene el equilibrio en el mundo, por las zonas de subducción desaparece la superficie creada y por los dorsales marinos aparece nuevas superficies.

El movimiento de la corteza no se da en forma uniforme, en el sentido de que todo se mueve en la misma dirección y con la misma magnitud, no se presenta así. Existen regiones en las cuales el movimiento es muy lento del orden de una centésima de milímetro al año y otras.

Estas cargas inducidas en las estructuras están en relación a su masa y elevación a partir del suelo; así como de las aceleraciones del terreno y de la capacidad de la estructura para disipar energía; estas cargas se pueden determinar cómo fuerzas estáticas horizontales aplicadas a las masas de la estructura, aunque en ocasiones debido a la altura de los edificios



se hace necesario un análisis dinámico para determinar las fuerzas máximas a que estará sometida la estructura.

1.5.4 ESCALAS DE INTENSIDAD SÍSMICA.

Las escalas sísmicas son mediciones utilizadas para evaluar y comparar la intensidad de los terremotos. Existen dos tipos de escalas: la escala Richter y la escala Mercalli.

4 Aguiar, R. (2008). Análisis Sísmico De Edificios. Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. p. 4.

Escala de Richter. - Es una escala logarítmica parcial que determinada por un numero cuantifica la energía liberada por un sismo, se le llama así en honor al sismólogo Charles Richter.

Escala de Mercalli. - Esta es una escala de 12 grados elaborada para evaluar la intensidad sísmica a través de los efectos y daños causados a las estructuras depende de la observación de un especialista, su nombre lo debe al físico italiano Giuseppe Mercalli.

$$M = \text{Log } A - \text{Log } A_0$$

Donde A es la amplitud máxima registrada en un sismógrafo de torsión Wood – Anderson (amplificación 2800, T=0.85 seg), medida en micrones, de un terremoto a registrado a 100 Km del epicentro. A₀ corresponde a una amplitud de calibración, tomando como M=3 al terremoto que a 100 Km el sismógrafo registra 1 mm.



En la Tabla 1. Se puede observar el grado sísmico y la descripción respectiva para la escala de Richter, así como la escala de Mercalli.

CORRESPONDENCIA ENTRE ESCALAS SISMICAS			
<u>Escala de Richter</u>		<u>Escala de Mercalli</u>	
Mide la energía de un temblor en su centro, o foco, determinando intensidades que crecen de forma exponencial en una escala medible entre 1 y 10.		Determina la intensidad aparente de los terremotos de acuerdo a la distancia del observador y el centro, realizando descripciones subjetivas en escalas de I a XII.	
Valores	Descripción	Valores	Descripción
2.5	En general no sentido, pero registrado en los sismógrafos.	I	Casi nadie lo ha sentido
		II	Muy pocas personas lo han sentido
3.5	Sentido por mucha gente.	III	Temblor notado por mucha gente que, sin embargo, no suele darse cuenta de que es un terremoto.
		IV	Se ha sentido en el interior de los edificios por mucha gente. Parece un camión que ha golpeado el edificio.
		V	Sentido por casi todos; mucha gente se despierta. Pueden verse árboles y postes oscilando.
4.5	Pueden producirse algunos daños locales pequeños.	VI	Sentido por todos; mucha gente corre fuera de los edificios. Los muebles se mueven, pueden producirse pequeños daños.
		VII	Todo el mundo corre fuera de los edificios. Las estructuras mal construidas quedan muy dañadas; pequeños daños en el resto.
6.0	Terremoto destructivo.	VIII	Las construcciones especialmente diseñadas dañadas ligeramente, las otras se derrumban.
		IX	Todos los edificios muy dañados, desplazamientos de muchos cimientos. Grietas apreciables en el suelo.
7.0	Terremoto importante.	X	Muchas construcciones destruidas. Suelo muy agrietado.
8.0 ó más	Grandes terremotos	XI	Derrumbe de casi todas las construcciones. Puentes destruidos. Grietas muy amplias en el suelo.
		XII	Destrucción total. Se ven ondulaciones sobre la superficie del suelo, los objetos se mueven y voltean.



1.6 NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN 2015 (NEC-2105)

1.6.1 DISEÑO SISMO RESISTENTE

1.6.2 INTRODUCCIÓN

En este capítulo de las Normas Ecuatorianas de Construcción, se presentan los requerimientos y metodologías que deben ser aplicados al diseño sismo resistente de edificios principalmente, y, en segundo lugar, a otras estructuras; complementadas con normas extranjeras reconocidas.

Este capítulo pone a disposición de los calculistas, diseñadores y profesionales del sector de la construcción, las herramientas de cálculo, basándose en conceptos de Ingeniería Sísmica y que les permiten conocer las hipótesis de cálculo que están adoptando para la toma de decisiones en la etapa de diseño.

Los lineamientos y directrices para la elaboración de la memoria de cálculo se encuentran definidos en la sección 2.3.

Este capítulo se constituirá como un documento de permanente actualización, necesario para el cálculo y diseño sismo resistente de estructuras, considerando el potencial sísmico del Ecuador.

1.6.3 DERIVA DE PISO

Desplazamiento lateral relativo de un piso - en particular por la acción de una fuerza horizontal – con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.



1.6.4 DUCTILIDAD GLOBAL

Capacidad de la estructura para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica.

1.6.5 DUCTILIDAD LOCAL

Capacidad de una sección transversal o de un elemento estructural, para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica

1.6.6 EFECTOS SECUNDARIOS P-Δ

Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente.

1.6.7 ESPECTRO DE RESPUESTA PARA DISEÑO

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

1.6.8 ESTRUCTURA

Conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación (puentes, tanques, etc.).

1.6.9 ESTRUCTURA DISIPATIVA

Estructura capaz de disipar la energía por un comportamiento histérico dúctil y/o por otros mecanismos.

1.7 PELIGRO SÍSMICO DEL ECUADOR Y SUS EFECTOS SÍSMICOS LOCALES

1.7.1 ZONAS SÍSMICAS Y CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO

1.7.2 Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo el mapa de la Figura 1.

Para informaciones complementarias, véase también los apéndices 10.1 y 10.3.

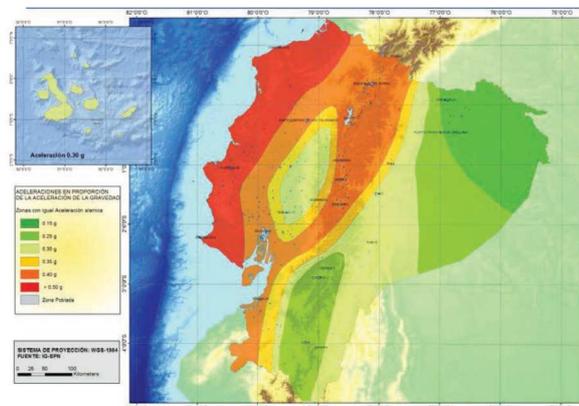


Figura 3. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

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

Tabla 2 NEC-2015 FACTOR DE ZONA Z

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia,
- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

1.7.3 CURVAS DE PELIGRO SÍSMICO

Para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; es necesario utilizar diferentes niveles de peligro sísmico con el fin de verificar el cumplimiento de diferentes niveles de desempeño, de acuerdo con lo estipulado en la sección 4.3.2.



Para definir los diferentes niveles de aceleración sísmica esperada en roca, se proporcionan en las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia, en donde se relaciona el valor de la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. (Figura 10 a Figura 32 del apéndice 10.3).

El periodo de retorno correspondiente es el inverso de la probabilidad anual de excedencia. En cada figura se incluye también las curvas de aceleraciones máximas espectrales para períodos estructurales de 0.1, 0.2, 0.5 y 1.0 segundos. En los apéndices se encuentran las curvas de peligro sísmico correspondientes a las capitales de provincia, proporcionando las aceleraciones máximas esperadas en el terreno (PGA) y aceleraciones máximas espectrales para diferentes niveles de probabilidad anual de excedencia, tal como en el siguiente ejemplo:

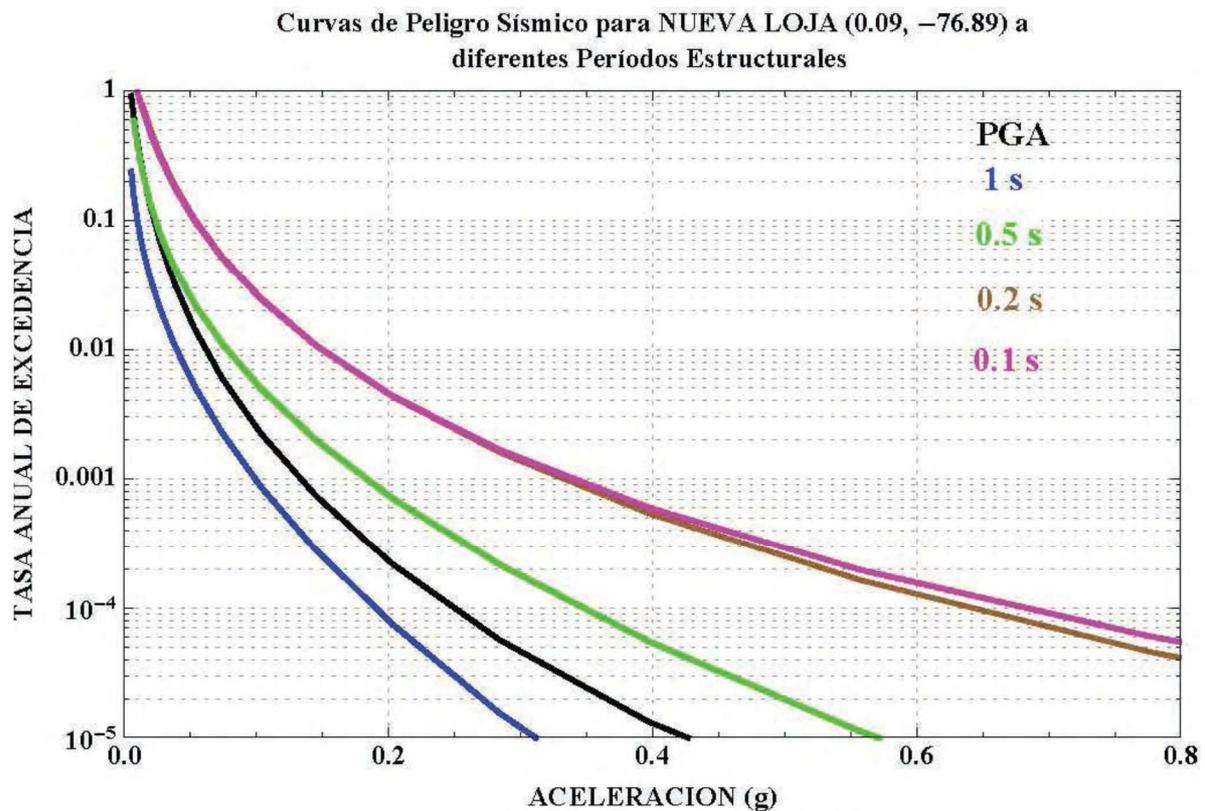


Fig.4 curvas de peligro sísmico nec-2015



1.7.4 GEOLOGÍA LOCAL

Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 2.

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, como los expuestos en la sección 10.5.4 y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$



	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)</p> <p>F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)</p> <p>F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.</p> <p>F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.</p>	

Tabla 3 NEC-2015 tipos de perfiles de suelo



1.7.5 COEFICIENTES DEL PERFIL DEL SUELO FA, FD Y FS FA: COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE SUELO EN LA ZONA DE PERÍODO CORTO.

En la Tabla 3 se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 4 NEC-2015 Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.



Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

En la Tabla 4 se presentan los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Tabla 5 NEC-2015 Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS PARA DISEÑO EN ROCA.



FS.: COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS SUELOS

En la Tabla 5 se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Tabla 6 NEC-2015 F_s .: comportamiento no lineal de los suelos



1.8 ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Figura 3, consistente con:

- El factor de zona sísmica Z .
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura.
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

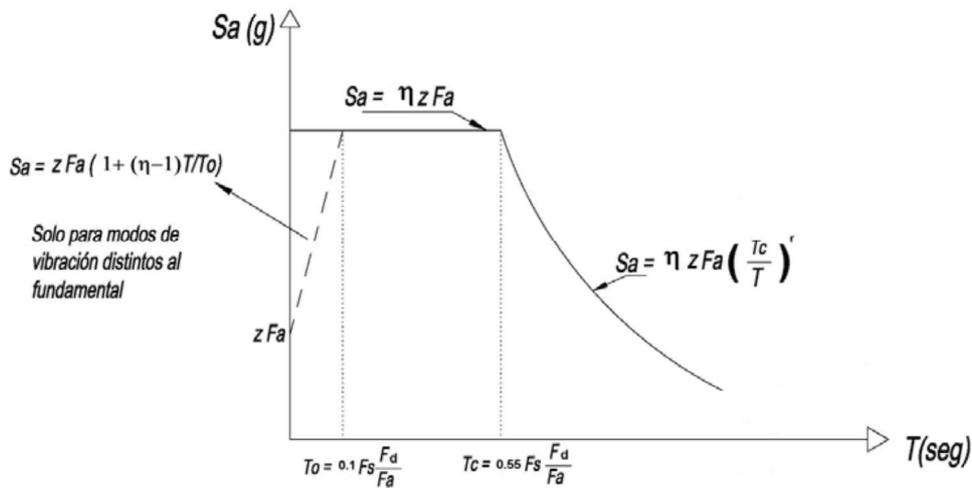


Fig.5 ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES

Dónde:

η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.



Fa Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Fd Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Fs. Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Sa Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad. Depende del período o modo de vibración de la estructura.

T P período fundamental de vibración de la estructura.

T0 P período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

TC Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.



1.9 Metodología del diseño sismo resistente

1.9.1 CATEGORÍA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 6 y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

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

Fig.6 CATEGORÍA DE EDIFICIO Y COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I

1.9.2 el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

A. Generalidades

La filosofía de diseño permite comprobar diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.



B. Caracterización

El sismo de diseño se determina a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico (véase en la sección 3.1.1).

Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el proporcionado en la sección 3.3.1 de esta norma.

Para caracterizar este evento, puede también utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece esta norma (véase en la sección 3.2).

C. Requisitos mínimos de diseño

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:

Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.

Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.



Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

1.9.3 LÍMITES PERMISIBLES DE LAS DERIVAS DE LOS PISOS

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 7 NEC-2015 límites permisibles de las derivas de pisos.

1.9.4 ESTRUCTURAS DE OCUPACIÓN ESPECIAL Y ESENCIAL

1.9.4.1 GENERALIDADES

En complemento a lo expuesto en la sección 4.2, para estructuras esenciales y de ocupación especial, se requiere la verificación de desempeño de dichas estructuras. Se deberá limitar los daños estructurales, buscando elevar el nivel de protección y propendiendo a que las estructuras puedan mantenerse operacionales aún después de la ocurrencia del sismo de diseño.



1.9.4.2 NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA

La verificación de desempeño se hace para los niveles de amenaza sísmica presentados a seguir. Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y período medio de retorno tal como en la tabla siguiente:

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia (1/ T_r)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2500	0.00040

Tabla 8 NEC-2015 niveles de amenaza sísmica



1.10 HORMIGÓN ARMADO

1.10.1 ALCANCES Y REQUISITOS GENERALES

Las disposiciones de este capítulo aplican al diseño de edificaciones donde el sistema resistente a cargas sísmicas está compuesto por:

- Pórticos especiales.
- Muros estructurales de hormigón armado.

La presente NEC-SE-HM trata de hormigón normal armado. Para otros tipos de hormigón, no indicados en la presente norma, se deberá referir a los siguientes capítulos del ACI 318:

- Capitulo 16 (Hormigón prefabricado)
- Capitulo 18 (Hormigón presforzado)
- Capitulo 22 (Hormigón estructural simple)

1.11 Métodos de diseño

1.11.1 Generalidades

En el diseño de hormigón estructural, los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones del presente capítulo, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ especificados en la sección 0. Se referirá también a la NEC-SE-CG.

Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidos por las cargas mayoradas (coeficiente de reducción de resistencia ϕ) determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico.



1.11.2 Requisitos de resistencia

La resistencia requerida o últimas U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones de cargas de la NE-SE-CG. Las combinaciones de carga para el método de última resistencia utilizado en las NEC se encuentran descritas en la sección 3.4 de la NE-SE-CG.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada, multiplicada por los factores ϕ de reducción.

1.12 ESCLEROMETRIA

Resistencia del hormigón mediante esclerómetro. Ensayo y valores de $F'c$. Con lo descrito en la entrada anterior de este monográfico sobre la determinación de la resistencia del hormigón o concreto mediante esclerómetro ya conocemos que son múltiples los factores de influencia que actúan sobre el resultado de las mediciones. En esta entrada veremos cómo se relacionan los valores del índice de rebote y la resistencia a compresión del hormigón o concreto. (Fernandez, 2017)



Fig.7 Esclerómetro



1.12.1 NÚMERO DE DETERMINACIONES

En primer lugar, debemos establecer unas características de la toma de valores de índice de rebote en número y forma. Para Schmidhammer sin CRello nos basaremos en la norma ASTM C805 (Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete) y la UNE-EN-12504-2 (Ensayos de hormigón en estructuras. Parte 2: Ensayos no destructivos. Determinación del índice de rebote). Ambas normas requieren de piezas con un espesor mayor a los 100 mm, de superficie lisa y seca, con el esclerómetro en posición perpendicular a la superficie de ensayo y distanciando los puntos de ensayo un mínimo de 25 mm. Mientras que la ASTM C805 marca un número de lecturas de 10, la UNE señala un valor de 9 determinaciones. (Fernandez, 2017).

Una vez hemos obtenido estos valores, solo se consideran validos en el caso que:

ASTM C805: Se descartan todas las lecturas que difieran en más de 6 unidades de la media. Si existen más de dos lecturas que cumplan esta condición debe descartarse el conjunto.

UNE-EN-12504-2: Si el número de lecturas que difieren de la mediana es igual o superior al 20% se descarta el conjunto.

Observe la diferencia entre media y mediana. Recordamos que mientras la media aritmética la hallaremos dividiendo la suma de los valores entre el número de valores, la mediana la obtenemos del valor central si ordenamos los datos de mayor a menor o viceversa (en el caso de valores pares, la media de los valores centrales) (Fernandez, 2017).



1.12.2 ELEMENTOS A ENSAYAR

Cuando estamos ensayando muestras confeccionadas en laboratorio o extraídas por medios mecánicos de elementos de obra la relación entre muestra y pieza es unitaria, si bien Bungey indica la necesidad de que las lecturas sean tomadas al menos en las dos caras verticales de piezas cilíndricas o cúbicas. (Fernandez, 2017).

En obra no debemos utilizar esta misma relación. Elementos verticales como los pilares deben ensayarse en sus tres tercios de altura (inferior, medio y alto) incluso dividiendo en mayor número de sectores en el caso de pilas o pilares de gran altura. Otros elementos como las vigas planas, quedan más limitados por sus caras encofradas (una o dos) y en el caso de las vigas de cuelgue deben ensayarse vertical y horizontalmente. Esto se justifica por los cambios de las características finales del hormigón o concreto endurecido por causa de la disgregación, diferencias de vibrado, curado o entramado de armaduras. (Fernandez, 2017)

1.12.3 CONVERSIÓN DE UNIDADES

Los valores obtenidos de índice de rebote son adimensionales. Para traducir este valor a la resistencia a compresión cada esclerómetro tiene una curva dimensionada de acuerdo con sus características, y en algunos casos, con los hormigones típicos de la zona. (Fernandez, 2017)

Un valor general lo determinan las siguientes ecuaciones que configuran lo que se denomina curva básica:

Para un índice de rebote entre 20 y 24: $F'c = 1,73 \times IR - 34,5$

Para un índice de rebote entre 25 y 50: $F'c = 1,25 \times IR - 23,0$



Debemos tener en cuenta las indicaciones del esclerómetro en cuanto a la variación entre lecturas tomadas en vertical u horizontal (Fernandez, 2017)

En posteriores entradas, cuando relacionemos los distintos métodos de determinación de la resistencia en el hormigón endurecido (testigos, esclerometría y ultrasonidos) veremos que, para ajustar los resultados, se desplaza esta curva en función de los valores obtenidos con otros métodos. (Fernandez, 2017)

Diversos autores proponen distintas curvas de interpretación incluyendo otros valores como las características dimensionales de la probeta, el tipo de árido, el valor de resistencia esperado o la edad del hormigón o concreto. También se proponen distintas curvas que representan los límites de confianza del ensayo. Bungey indica que incluso en los ensayos de laboratorio se aprecia una variación de un $\pm 15\%$ en el valor de la resistencia en mezclas iguales, por lo que podemos esperar una precisión en el índice de rebote medio de $\pm 15 / \sqrt{n}\%$ con una confianza del 95 %. (Fernandez, 2017)

1.12.4 FACTORES DE CORRECCIÓN

Múltiples son las propuestas de factores de corrección para los resultados de resistencia a compresión obtenidos por índice de rebote; tantos como los factores de influencia y los autores que han investigado sobre su influencia. Nos quedamos con dos de los más importantes a nuestro criterio.

Factor de forma en piezas confeccionadas en laboratorio o extraídas in situ

Estándares: Pieza cúbica de 150 mm de lado o cilíndrica de diámetro 100 mm por 100 mm de altura: Factor de corrección 1.



Pieza cúbica de 200 mm de lado o cilíndrica de diámetro 200 mm por 200 mm de altura:
Factor de corrección 0,95.

Pieza cúbica de 300 mm de lado o cilíndrica de diámetro 100 mm por 200 mm de altura:
Factor de corrección 0,86.

Pieza cilíndrica de diámetro 100 mm por 100 mm de altura: Factor de corrección 1,02.

Pieza cilíndrica de diámetro 100 mm por 200 mm de altura: Factor de corrección 0,86
Pieza cilíndrica de diámetro 150 mm por 300 mm de altura: Factor de corrección 0,81. (Fernandez, 2017)

1.12.4 FACTOR DE INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD DE CARBONATACIÓN

En la anterior entrada de este monográfico vimos cómo la carbonatación superficial ofrece unos valores de resistencia superficiales sobreestimados. A continuación, se muestran los factores de corrección aplicables en función de la profundidad de Carbonatación que presente la pieza a ensayar. (Fernandez, 2017)

Tabla 9 FACTOR DE INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD DE

Profundidad de carbonatación	Factor de corrección
0,5	0,97
1	0,94
1,5	0,90
2	0,87
2,5	0,84
3	0,80
3,5	0,78
4	0,74
4,5	0,72
5	0,68

CARBONATACIÓN



5,5	0,65
6 o mas	0,62

1.13 GEOTECNIA

1.13.1 CIMENTACIONES

Elemento de construcción cuya función principal es la transferencia adecuada de las cargas de las edificaciones al subsuelo, clasificadas como superficiales o profundas.

1.13.2 ESTADO LIMITE DE FALLA

Estado limite relacionado con la capacidad de carga de excavaciones, taludes y cimentaciones.

1.13.3 ESTADO LIMITE DE SERVICIO/ASENTAMIENTOS POR DEFORMACIONES

Estado limite relacionado principalmente con las deformaciones permisibles en excavaciones, taludes y cimentaciones.

1.13.4 ESTUDIO GEOTÉCNICO

Actividades que comprenden el reconocimiento de campo, la investigación del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado de las estructuras (superestructura y subestructura) para edificaciones, puentes, torres, silos y demás obras, que preserve la vida humana, así como también evite la afectación o daño a construcciones vecinas.

1.13.5 ESTUDIO GEOTÉCNICO PRELIMINAR



Actividades necesarias para aproximarse a las características geotécnicas de un terreno, con el fin de establecer las condiciones que limitan su aprovechamiento, los problemas potenciales que puedan presentarse, los criterios geotécnicos y parámetros generales para la elaboración de un proyecto.

1.13.6 ESTUDIO GEOTÉCNICO DEFINITIVO

Consiste en un estudio geotécnico definitivo, con las actividades necesarias para saber con certeza las características geotécnicas de un terreno, a través de una exploración de campo, ensayos y sondeos. A base de esto se puede establecer las recomendaciones y los parámetros necesarios para el diseño de obras ingenieriles de suelo, que sean cimentaciones, excavaciones o sistemas de contención.

1.13.7 ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Las estructuras de contención proporcionan soporte lateral, temporal o permanente, a taludes verticales o cuasi verticales de suelo, enrocado o macizos rocosos muy fracturados o con discontinuidades desfavorables EXPLORACIÓN POR SONDEOS Un ensayo de campo empleado en el estudio geotécnico definitivo, donde se determina propiedades de resistencia del suelo.

1.13.8 FACTOR DE SEGURIDAD

Un factor que considera o agrupa todas las incertidumbres asociadas en el proceso de diseño.

1.13.9 SUELOS COHESIVOS



Véase la sección 4.1. SUELOS NO COHESIVOS O GRANULARES Se consideran como suelos no cohesivos o granulares, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS, ASTM D2487-2000)

1.13.10 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

La apropiada caracterización del subsuelo es uno de los principales factores que permite un diseño seguro y económico de la cimentación de las estructuras. Para conseguir esta caracterización, se deberá tener conocimiento del tipo de proyecto y la variabilidad de los estratos en el sitio de implantación de la estructura.

En este capítulo se definirán unidades de construcción y su importancia en función de la altura y cargas a transmitir de tal forma que se determine el número mínimo de sondeos, distribución y profundidad de los sondeos y perforaciones que proporcione información de la extensión, espesor, y profundidad de los estratos potencialmente portantes.

El ingeniero civil especialista en geotecnia deberá presentar en forma clara un modelo geotécnico del subsuelo de diseño donde se consideren las incertidumbres epistémicas y aleatorias. Con este fin, el ingeniero civil podrá aumentar el número o la profundidad de los sondeos, dependiendo de las condiciones locales y los resultados iniciales de la exploración.

En el estudio geotécnico deberá indicar en forma clara la identificación del tipo de perfil del sitio (A, B, C, D, E o F) según las clasificaciones indicadas en los procedimientos (véase la NEC-SE+-DS).

Información Previa

El ingeniero responsable deberá investigar sobre las características del sitio, a saber:

Geología.



Clima.

Vegetación

Edificaciones e infraestructuras vecinas

Estudios anteriores.

Otros

Aspectos adicionales que el ingeniero geotécnico considere necesarios. Esta investigación incluye de manera obligatoria la visita o reconocimiento del sitio del proyecto. El contratante del estudio deberá proporcionar el levantamiento topográfico, planos arquitectónicos en el que se incluya la implantación del proyecto, tipo de edificación, sistema estructural, subsuelos, y procedimientos de construcción en etapas si la hubiera.

1.13.11 Estudio geotécnico definitivo

Estudio que se ejecuta para un proyecto específico en el cual se debe precisar todo lo relativo a las propiedades físicas y geo mecánicas del subsuelo, así como las recomendaciones detalladas para el diseño y construcción de todas las obras relacionadas.

Procedimiento de investigación y reporte de estudio geotécnico definitivo

A continuación, se presentan los pasos mínimos requeridos para el procedimiento del estudio de campo definitivo, los cuales tienen también que ser reflejados en el reporte final del estudio definitivo de campo.

1.13.12 Contenido del proyecto



Nombre, plano de localización y ubicación exacta del proyecto, objetivo y alcance del estudio, descripción general del proyecto, sistema estructural y evaluación de cargas. Se debe considerar la demanda o reacciones hiperestáticas de la superestructura en la selección y evaluación de la cimentación.

1.13.13 Aspectos relativos al subsuelo

Resumen del reconocimiento de campo, de la investigación adelantada en el sitio específico de la obra, la morfología del terreno, el origen geológico, las características físico-mecánicas y la descripción de los niveles freáticos o aguas subterráneas con una interpretación de su significado para el comportamiento del proyecto estudiado. Se debe estudiar el efecto o descartar la presencia de suelos con características especiales como suelos expansivos, dispersivos, colapsables, y los efectos de la presencia de vegetación o de cuerpos de agua cercanos.

1.13.14 Aspectos relativos a cada unidad geológica o de suelo

Se hará constar la identificación, el espesor, la distribución y los parámetros obtenidos en las pruebas y ensayos de campo y en los de laboratorio. Como anteriormente, se debe también estudiar el efecto o descartar la presencia de suelos con características especiales como suelos expansivos, dispersivos, colapsables, y los efectos de la presencia de vegetación o de cuerpos de agua cercanos.

1.13.15 Aspectos relativos a los análisis geotécnicos

Resumen de los análisis y justificación de los criterios geotécnicos adoptados. También, el análisis de los problemas constructivos de las alternativas de cimentación y contención, la evaluación de la estabilidad de taludes temporales de corte, la necesidad y planteamiento de



alternativas de excavaciones soportadas con sistemas temporales de contención en voladizo, apuntalados o anclados. Se deben incluir los análisis de estabilidad y deformación de las alternativas de excavación y construcción, teniendo en cuenta, además de las características de resistencia y deformabilidad de los suelos, la influencia de los factores hidráulicos. Se debe de evaluar la estabilidad de las cimentaciones, taludes y del subsuelo ante cargas o excitaciones sísmicas considerando los requisitos de la NEC-SE-DS, con especial atención considerando el alcance según el tipo de edificación (normal, esenciales, especiales: véase en la sección 4.1 de la NEC-SE-DS) y para todas edificaciones que se encuentren en el tipo de perfil F: véase en la sección 10.6.4 de la NEC-SE-DS).

Los métodos de exploración de campo son explicados abajo en la sección 3.4, donde se trata principalmente del número de sondeos, pero donde otros métodos son también permitidos.

1.13.16 Aspectos relativos a las recomendaciones para diseño

Los parámetros geotécnicos para el diseño estructural del proyecto como: tipo de cimentación, profundidad de desplante, capacidad portante, asentamientos calculados incluyendo los diferenciales, tipos de estructuras de contención y parámetros para su diseño, perfil del suelo para el diseño sismo resistente y parámetros para análisis de interacción suelo-estructura junto con una evaluación del comportamiento del depósito de suelo o del macizo rocoso bajo la acción de cargas sísmicas así como los límites esperados de variación de los parámetros medidos. En el caso de estructuras esenciales se deberán considerar el plan de contingencia en caso de que se excedan los valores previstos. Se debe incluir también la evaluación de la estabilidad de las excavaciones, laderas y rellenos, diseño geotécnico de filtros y los demás aspectos contemplados en este capítulo.



Recomendaciones para la protección de edificaciones y predios vecinos

Cuando las condiciones del terreno y el ingeniero encargado del estudio geotécnico lo estime necesario, se hará un capítulo que contenga: los asentamientos probables ocasionales originados en descenso del nivel freático, así como sus efectos sobre las edificaciones vecinas, el diseño de un sistema de soportes que garantice la estabilidad de las edificaciones o predios vecinos, los asentamientos probables inducidos por el peso de la nueva edificación sobre las construcciones vecinas, el cálculo de los asentamientos y deformaciones laterales producidos en obras vecinas a causa de las excavaciones, y cuando las deformaciones o asentamientos producidos por la excavación o por el descenso del nivel freático superen los límites permisibles deben tomarse las medidas preventivas adecuadas, incluyendo el diseño e instalación de la instrumentación necesaria.

Recomendaciones para construcción, sistema constructivo

Es un documento complementario o integrado al estudio geotécnico definitivo, de obligatoria elaboración por parte del ingeniero geotécnico responsable. La entrega de este documento o su inclusión como un numeral del informe, deberá ser igualmente verificada por las autoridades que expidan las licencias de construcción. En el sistema constructivo se deben establecer las alternativas técnicamente factibles para solucionar los problemas geotécnicos de excavación y construcción. Para proyectos de categoría Alta o Especial (véase Tabla 1) se debe cumplir lo indicado en la sección 10.

1.13.17 Anexos

En el informe de suelos se deben incluir:

Planos de localización regional y local del proyecto, ubicación de los trabajos de campo, registros de perforación y resultado de pruebas y ensayos de campo y laboratorio.



Se presentará el perfil geotécnico estimado del subsuelo (indicando claramente las incertidumbres en la interpretación) de acuerdo a las perforaciones o inspección de campo realizada, y la 21 ubicación en planta de exploración in situ ejecutadas con respecto a la implantación y topografía del proyecto.

Se debe incluir a la memoria de cálculo con el resumen de la metodología seguida, una muestra de cálculo de cada tipo de problema analizado y el resumen de los resultados en forma de gráficos y tablas.

Además, se añadirán planos, esquemas, dibujos, gráficas, fotografías, y todos los aspectos que se requieran para ilustrar y justificar adecuadamente el estudio y sus recomendaciones.

Estado límite de servicio:

Asentamientos, el asentamiento total a ser calculado, será el resultado de la suma de los:

Asentamientos inmediatos

Asentamientos por consolidación (primaria y secundaria).

Asentamientos inducidos por sismos

Asentamientos inmediatos

Para el cálculo de este tipo de asentamiento se podrá utilizar teoría elástica. Los parámetros geomecánicos necesarios en este tipo de teoría deberán ser obtenidos en ensayos de laboratorio sobre muestras del tipo inalterada y/o ensayos de campo (dilatómetro de Marchetti). Como alternativa, también podrá utilizarse parámetros de deformación a partir de correlaciones de los ensayos de penetración estándar (SPT), y de penetración estática con cono (CPT).



Para arcillas se puede estimar el Módulo de deformación no drenado en función de correlaciones con la resistencia al esfuerzo cortante no drenado, obtenido con ensayos de veleta de campo o laboratorio y ensayos de compresión simple o triaxiales UU (no consolidado no drenado) en muestras inalteradas obtenidas con muestreadores de tubo shelby, pistón, entre otros. NOTA: este procedimiento estará sujeto al conocimiento de las experiencias que se tengan del sitio y del criterio del geotécnico.

Asentamiento por consolidación

Para el cálculo de este tipo de asentamiento se utilizará la teoría de consolidación. Según esta teoría al aplicar una carga sobre un suelo saturado cohesivo, la deformación que experimenta, se produce por el cambio de volumen en el material debido a la expulsión del agua que se encuentra en la zona de vacíos del suelo (deformación primaria).

Se deberá calcular así mismo el asentamiento por consolidación secundaria, el cual se presenta en suelos cohesivos saturados como resultado del acomodo plástico de la estructura del suelo.

Los parámetros geomecánicos necesarios en la aplicación de la teoría de consolidación deberán ser obtenidos en ensayos de laboratorio (ensayo odométricos por carga incremental o deformación unitaria constante, triaxial CIU) sobre muestras del tipo inalterada.

Para estimarla historia de esfuerzos en el subsuelo se podría aplicar la metodología de SHANSEP propuesta por C.C. Ladd (Práctica Recomendada para la Caracterización de Sitios en Terreno Blando: Conferencia Arthur Casagrande, 2003).



1.13.18 Asentamiento por sismo

Los asentamientos por causa de carga sísmica podrán ser estimados mediante procedimientos semi-empíricos o empíricos, por medio de modelos numéricos aplicando la técnica de elementos finitos o diferencias finitas, aplicando modelos constitutivos de suelos que consideren el desarrollo de la presión de poro y degradación cíclica de la rigidez.

1.13.19 Asentamientos tolerables para las edificaciones

En términos del asentamiento promedio total que experimente la cimentación de una estructura durante un lapso de 25 años:

Se considera las cargas muertas de servicio y 50% de cargas vivas máximas.

Para construcciones aisladas 20 cm.

Para construcciones entre medianeros 10 cm.

NOTA: siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.

Se considera el asentamiento diferencial, entendiéndose este asentamiento como la diferencia vertical entre dos puntos distintos de la cimentación de una estructura. La Tabla muestra los máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas, L.

Tabla 10 NEC-2105 GEOTECNIA Y CIMENTACIONES (ASENTAMIENTOS)



LUIS CEBALLOS CANTOS

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ_{max}
a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L/500
500(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L/300
300(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	L /160T



CAPÍTULO II

ESTUDIOS Y ENSAYOS DEL ESTADO DE LA ESTRUCTURA

2.1 ESTUDIO DE SUELO

2.1.1 RESUMEN DEL REGISTRO ESTRATIGRAFICO

PROYECTO :		EDIFICACION calle 108 ave 108 CANTÓN MANTA									
ASUNTO:		ESTUDIO DE SUELOS									
FECHA:		may-17									
RESUMEN DEL REGISTRO ESTRATIGRAFICO											
PERFORACION :		P-2									
COTA DE REFERENCIA :		N = -									
COTA DE LA BOCA DE LA PERFORACION :		N = -									
NIVEL FREATICO :		N = -									
MUESTRA #	PROFUNDIDAD m.	GRANULOMETRIA % QUE PASA				LIMITES DE ATTERBERG		CLASIFI S.U.C.S.	% W	P.V. g/cc	N = Golpes./ pie.
		# 4	#10	#40	#200	LL	LP				
MEZCLA DE SUELO + MATERIAL GRANULAR											
P-2-1	0.00 - 0.60	97,36	96,31	90,64	40,27	-	NP	SM	19,48	1,66	1m./ 5
P-2-2	0.60 - 2.50	99,54	97,04	93,55	10,96	-	NP	SP-SM	19,23	1,67	2m./ 7
P-2-3	2.50 - 3.50	75,37	66,27	37,53	9,22	-	NP	SP-SM*	15,15		3m./10
	3.50 - 5.00										4m./18
											4.5m./21
SM:		ARENA LIMOSA, NO PLÁSTICA, COMPACIDAD FLOJA.									
SP-SM:		ARENA LIMOSA DE GRADUACIÓN POBRE, NO PLÁSTICA, COMPACIDAD FLOJA.									
SP-SM*:		ARENA LIMOSA DE GRADUACIÓN POBRE (PRESENCIA DE GRAVA), NO PLÁSTICA, COMPACIDAD MEDIA.									

Tabla 10 resumen de registro estratigráfico p-2

PROYECTO :		EDIFICACION calle 108 ave 108 CANTÓN MANTA									
ASUNTO:		ESTUDIO DE SUELOS									
FECHA:		may-17									
RESUMEN DEL REGISTRO ESTRATIGRAFICO											
PERFORACION :		P-1									
COTA DE REFERENCIA :		N = -									
COTA DE LA BOCA DE LA PERFORACION :		N = -									
NIVEL FREATICO :		N = -									
MUESTRA #	PROFUNDIDAD m.	GRANULOMETRIA % QUE PASA				LIMITES DE ATTERBERG		CLASIFI S.U.C.S.	% W	P.V. g/cc	N = Golpes./ pie.
		# 4	#10	#40	#200	LL	LP				
P-1-1	0.00 - 0.80	98,82	98,22	91,45	38,49	-	NP	SM	18,29		
P-1-2	0.80 - 1.80	100,00	99,60	82,63	11,48	-	NP	SP-SM	10,15	1,65	1m./ 4
P-1-3	1.80 - 3.00	99,46	98,93	97,94	41,19	-	NP	SM*	24,32	1,68	2m./ 5
P-1-4	3.00 - 4.50	100,00	99,01	96,00	40,40	-	NP	SM*	26,20		3m./10
P-1-5	4.50 - 5.00	80,36	64,87	40,26	9,77	-	NP	SP-SM*	11,11		4m./19
											4.5m./20
SM:		ARENA LIMOSA, NO PLÁSTICA, COMPACIDAD FLOJA.									
SP-SM:		ARENA LIMOSA DE GRADUACIÓN POBRE, NO PLÁSTICA, COMPACIDAD FLOJA.									
SM*:		MEZCLA DE ARENA Y LIMO, NO PLÁSTICA, COMPACIDAD FLOJA A MEDIA.									
SP-SM*:		ARENA LIMOSA DE GRADUACIÓN POBRE (PRESENCIA DE GRAVA), NO PLÁSTICA, COMPACIDAD MEDIA.									

Tabla 11 resumen de registro estratigráfico p-1



2.1.2 RESUMEN DEL REGISTRO ESTRATIGRÁFICO AUTOCAD DIBUJOS

2.1.2.1 PERFIL 1

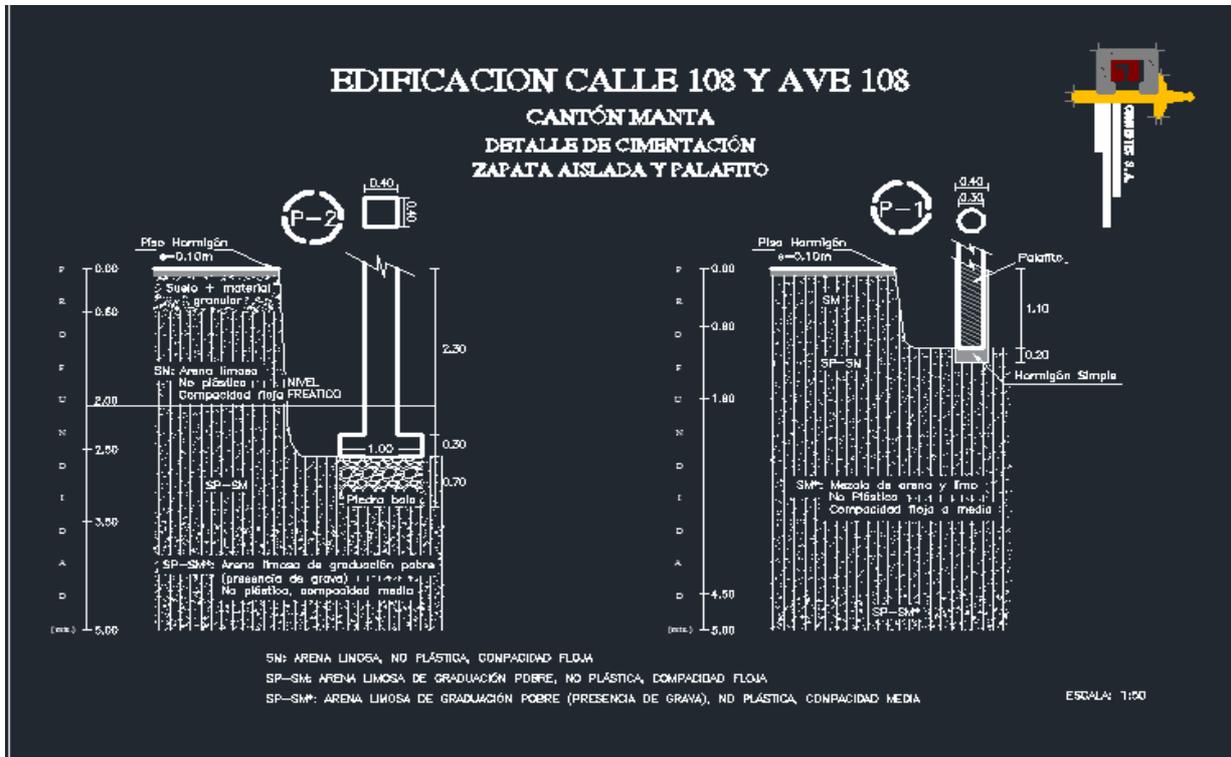


Fig.8 perfil de registro estratigráfico

2.1.2.2 PERFIL 2

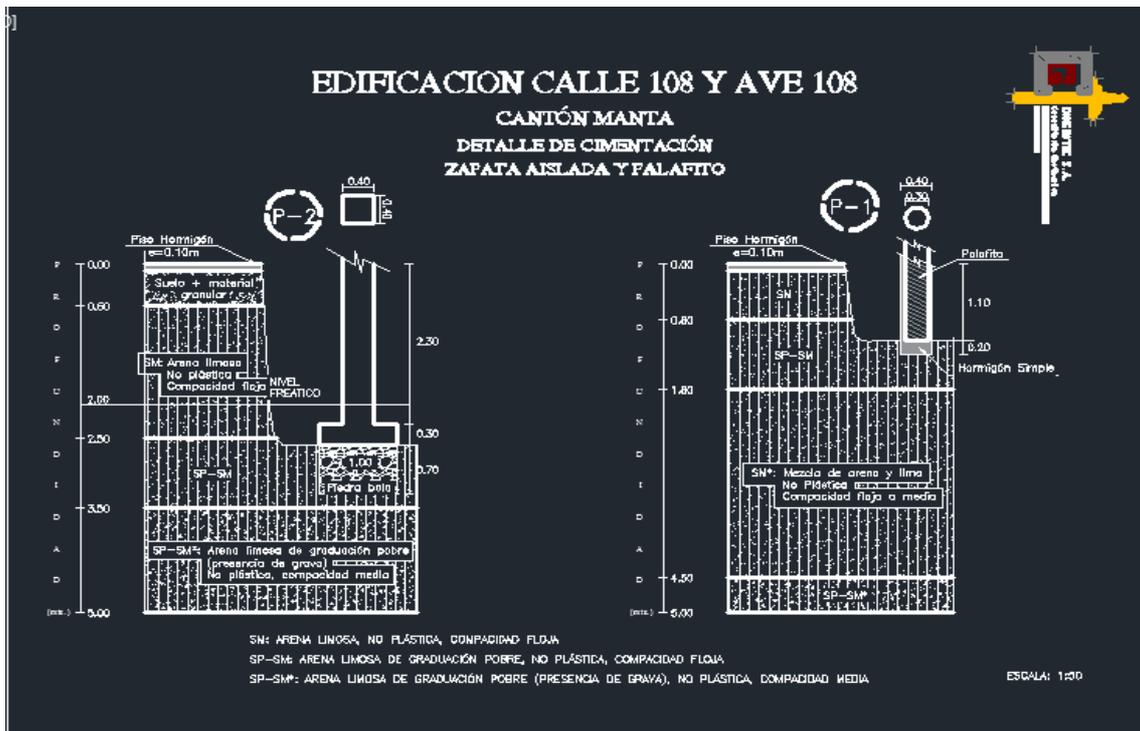


Fig.9 perfil de registro estratigráfico



2.1.2.3 UBICACIÓN DE LA EDIFICACIÓN Y LOS PUNTOS

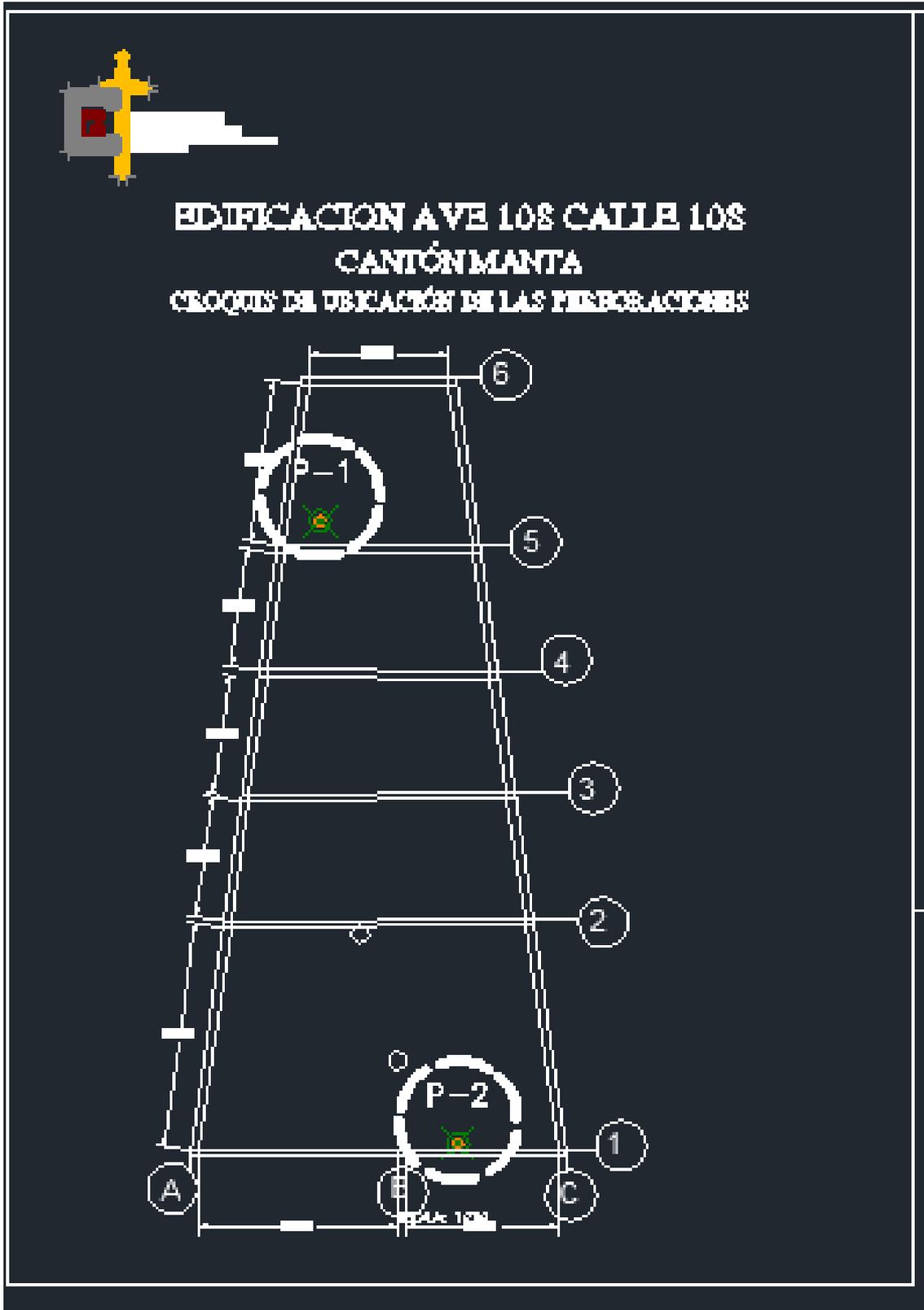


Fig.10 ubicación de la edificación y puntos



2.1.3 CÁLCULO DE CARGA ADMISIBLE A PARTIR DEL GOLPEO EDIFICACIÓN CALLE 108 Y AVE 108 (P-2)

Calculo de la carga admisible a partir del golpeo del S.P.T.

Factor de seguridad (F):	3	
N ₃₀ (S.P.T.):	9 golpes	
N ₃₀ (Pared gruesa):	golpes (en cohesivos o que contiene cohesivos)	
N _{corr} :	11,53	
Profundidad cimentación (D):	2,60 m	
Ancho cimentación (B):	1,00 m	
Asientos máximos:	1 pulgada	
Suelo cohesivo (c) o granular (g):	g	Arenas finas bajo el nivel freático: SI (s) o NO (n):
Granular	Densidad suelo:	1,67 T/m ³ =gr/cm ³
	Profundidad S.P.T.:	2,60 m
	Presión vertical efectiva:	4,34 T/m ²
	N _{corr} profundidad:	11,53
	N' arena fina bajo NF:	No arena fina bajo el nivel freático (casilla E12 = 'n')
N cohesivos:	No es cohesivo (casilla C12 = 'g')	

Tabla 11 cálculo de carga a partir del golpeo del spt

Fuente: autores de investigación

En pruebas de penetración estándar, SPT, y suelos sin cohesión, y considerando el valor de N a una presión de sobrecarga efectiva de 10 T/m² como estándar el factor de corrección C_N que hay que aplicar a los valores de campo de N para otras presiones diferentes está dado aproximadamente por:

$$C_N = 0.77 \cdot \log_{10} \frac{200}{p}$$

p: presión vertical efectiva por sobrecarga en T/m² a la profundidad de la prueba de penetración. Ecuación válida para p ≥ 2.5T / m²

Densidad (T/m ³ =gr/cm ³)	1,67
Profundidad S.P.T. (m)	2,6
Q ₀ (T/m ²)	4,342
N	9
C _N	1,28
N'	11,53

Tabla 12 cálculo de carga a partir del golpeo del spt

Fuente: autores de investigación



EDIFICACIÓN CALLE 108 Y AVE 108 (P-2)

B ≤ 1,20m	B > 1,20m
1,44	1,62

Terzaghi y Peck (1948)

Ref.: "Curso aplicado de cimentaciones". Rodríguez Ortíz, J.M. et al.

$q_{adm} =$	1,44 Kp/cm ² (=kg/cm ²)
-------------	--

$N_{corr}:$	12 golpes
Ancho cimentación (B):	1 m
Asientos máximos:	1 pulgada (2,54 cm)

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{8}$$

$B \leq 1.20 \text{ m}$

$$q_{adm} = \frac{N \cdot s}{12} \cdot \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2$$

$B > 1.20 \text{ m}$

Tabla 13 cálculo de carga a partir del golpeo del spt

Fuente: autores de investigación

B ≤ 1,20m	B > 1,20m
1,83	2,07

Meyerhof (1956)

$Q =$	179820 Pa
	1,83 kg/cm ²

$N_{corr}:$	12 golpes
Profundidad cimentación (D):	2,6 m
Ancho cimentación (B):	1 m
Asientos máximos:	1 pulgada (2,54 cm)
Factor corrección profundidad (Kd):	1,30

$$Q = 12000 \cdot N_{60} \cdot K_d$$

$B < 1.20 \text{ m}$

$$Q = 8000 \cdot N_{60} \cdot K_d \cdot \left(\frac{B + 0.3}{B} \right)^2$$

$B \geq 1.20 \text{ m}$

$$K_d = 1 + \frac{D}{3 \cdot B}$$

$S/D < B$

$$K_d = 1.3$$

$S/D > B$

Tabla 14 cálculo de carga a partir del golpeo del spt

Fuente: autores de investigación



EDIFICACIÓN CALLE 108 Y AVE 108 (P-2)

	B ≤ 1,30m	B > 1,30m
	1,44	1,63

Terzaghi

Ref.: "Cimentaciones superficiales", Fructuoso Mañá.

S_a	1,44 kg/cm ²
----------------------	-------------------------

N _{corr.} :	12 golpes
Ancho cimentación (B):	1 m
Asientos máximos:	1 pulgada (2,54 cm)

$$\sigma_a = \frac{N}{8}$$

$B \leq 1.30m$

$$\sigma_a = N \cdot \left(1 + \frac{1}{3.3 \cdot B}\right)^2 \cdot \frac{1}{12}$$

$B > 1.30m$

Asiento = 2.54cm

Tabla 15 cálculo de carga a partir del golpeo del spt

Fuente: autores de investigación

RESUMEN				
ZAPATA	Ancho (m)	Largo (m)	qa (Ton/m ²)	Carga (Ton)
AISLADA	1,00	1,00	15,7	15,70

Tabla 16 cálculo de carga a partir del golpeo del spt

Fuente: autores de investigación

2.1.4 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Zona 3 calle 108 ave 108

S7 exploración

P-21

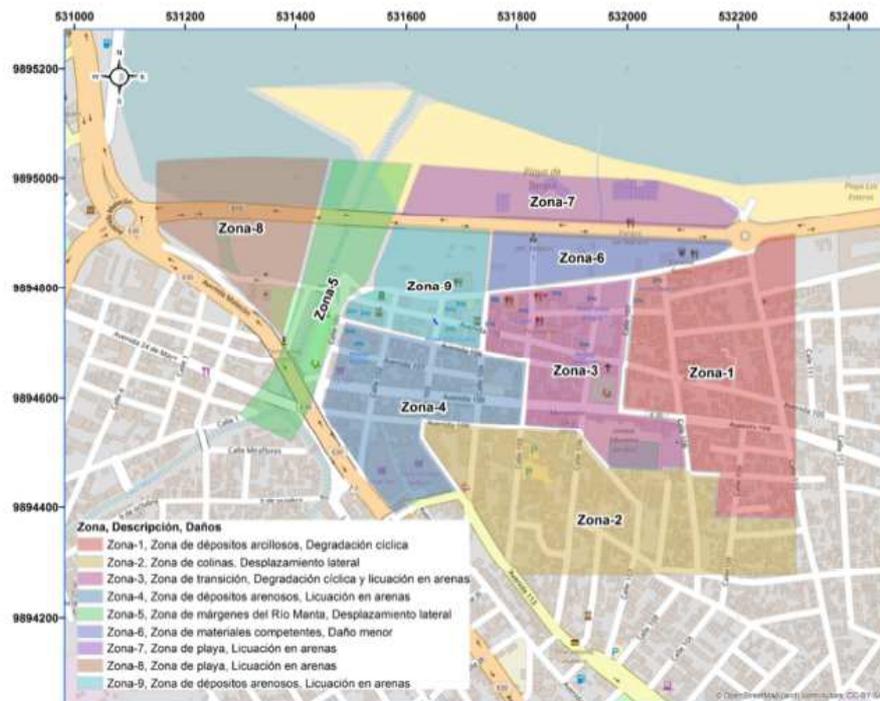


Fig. 11 Mapa zona geotécnica

Zona Geotécnica 3

Esta zona geotécnica comprende las perforaciones P-20, P-21, P-22 y P-27 realizadas por Geo estudios para el presente estudio y los sondeos S-2 y S-4 realizados por el Ing. Javier Moreira. Esta zona está compuesta al norte por la zona Supratidal compuesta de arenas mal gradadas con limo, al sur y sur-este por los depósitos coluviales formados por arenas limosas, al centro de la zona superficialmente Humedal y la laguna litoral cubierta por aluvial antiguo y al oeste se tiene la llanura Tidal antigua formada por limo arenoso intercalada con arenas



limosa y esto a su vez cubierto por aluvial. La velocidad de onda cortante, V_s , que se presenta en esta zona geotécnica es inicialmente de 200 m/s hasta alcanzar en profundidad un V_s de 350m/s. El nivel freático en estos sondeos fue detectado entre 5.00 a 2.70 m de elevación.

La zona está compuesta principalmente por arenas limosas (SM) de compacidad medianamente densa a muy densa de coloración variada, gris oscuro, gris verdoso, amarillo oscuro y café. Estas arenas conforman las unidades litológicas antes mencionadas El número de golpes corregido por energía del ensayo SPT (N₆₀) en esta arena varía superficialmente de 9 a 20 golpes, pero aumentando su valor hasta llegar al rechazo a medida que los sondeos avanzan en profundidad. Las arenas encontradas en esta zona poseen valores de humedad entre el 5% al 40% con un contenido de finos en el orden de 20%. Su densidad relativa promedio inicialmente es de 40% pero se incrementa con la profundidad hasta alcanzar en promedio un 100%. Asimismo, el ángulo de fricción interna (ϕ) inicialmente es en promedio de 30° y se incrementa hasta 42°. La velocidad de onda cortante medida superficialmente en las arenas es de 200m/s y aumenta hasta llegar a 800 m/s. En el sondeo P-21 se tiene bajo la arena superficial una capa de limo arenoso (ML) de color café de consistencia firme a rígida con un índice de plasticidad, IP, que no supera el 20% y un pasante el tamiz #200 que alcanza el 80%.

En el estrato arenoso se encuentran intercaladas 3 capas de arcillas arenosas de baja y alta plasticidad (CL y CH) que representan las lagunas litorales en la geología presentada. Estas capas de arcilla arenosa son de color gris verdoso a café de consistencia blanda a firme. El porcentaje de material pasante el tamiz #200 es en casi todas las muestras de este geo material superior al 80% con un índice de plasticidad, IP, máximo de 60%. La estimación mediante



correlaciones de la resistencia al esfuerzo cortante, S_u , permitió determinar valores del orden de 40 a 100KPa, denotando asimismo valores de OCR (razón de sobre consolidación) de hasta 6 en estas capas de arcilla.

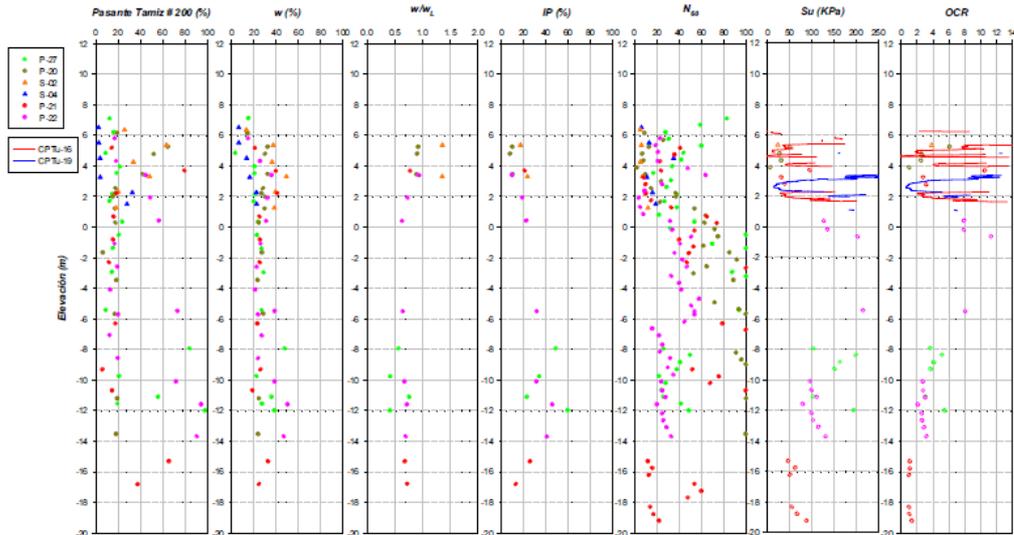


Fig. 12 tamizado extracción (ing. Javier Moreira).

2.1.5 ENSAYO ESCLEROMETRIA

Resistencia del hormigón mediante esclerómetro. Ensayo y valores de $F'c$ Con lo descrito en la entrada anterior de este monográfico sobre la determinación de la resistencia del hormigón o concreto mediante esclerómetro ya conocemos que son múltiples los factores de influencia que actúan sobre el resultado de las mediciones. En esta entrada veremos cómo se relacionan los valores del índice de rebote y la resistencia a compresión del hormigón o concreto.



2.1.5.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A1

Tabla 17 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A1

proyecto:		EDIFICIO AVE 108 Y CALLE 108 MANTA- TARQUI			
asunto:		tema de tesis ingenieria civil			
nombre:		Luis Vicente Ceballos Cantos			
		primera planta baja			
proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 1 (columnas)	A1	frontal	34	3800	267.135325
nivel 1 (columnas)	A1	frontal	36	4200	295.254833
nivel 1 (columnas)	A1	frontal	32	3400	239.015817
nivel 1 (columnas)	A1	frontal	38	4600	323.374341
nivel 1 (columnas)	A1	frontal	40	5000	351.493849
			promedio	34	3800 267.135325
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro son muy buenos en la columna A1.

2.1.5.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2

Tabla 18 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 1 (columnas)	A2	frontal	32	3400	239.015817
nivel 1 (columnas)	A2	frontal	33	3600	253.075571
nivel 1 (columnas)	A2	frontal	34	3800	267.135325
nivel 1 (columnas)	A2	frontal	40	5000	351.493849
nivel 1 (columnas)	A2	frontal	42	5400	379.613357
			promedio	33	3600 253.075571
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro son muy buenos en la columna A2.



2.1.5.3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A3

Tabla 19 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A3

proyecto tesis						
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion		
nivel 1 (columnas)	A3	frontal	27	2400	168.717047	
nivel 1 (columnas)	A3	frontal	28	2600	182.776801	
nivel 1 (columnas)	A3	frontal	29	2800	196.836555	
nivel 1 (columnas)	A3	frontal	31	3200	224.956063	
nivel 1 (columnas)	A3	frontal	31	3200	224.956063	
			promedio	28	2600	182.776801
				psi	kg/cm2	

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro son muy bajos en la columna A3.

2.1.5.4 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4

Tabla 20 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4

proyecto tesis						
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion		
nivel 1 (columnas)	A4	frontal	26	2400	168.717047	
nivel 1 (columnas)	A4	frontal	28	2600	182.776801	
nivel 1 (columnas)	A4	frontal	29	2800	196.836555	
nivel 1 (columnas)	A4	frontal	31	3200	224.956063	
nivel 1 (columnas)	A4	frontal	31	3200	224.956063	
			promedio	27.66666667	2600	182.776801
				psi	kg/cm2	

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro son muy bajos en la columna A4.



2.1.5.5 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A5

Tabla 21 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A5

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 1 (columnas)	A5	frontal	32	3400	239.015817
nivel 1 (columnas)	A5	frontal	32	3400	239.015817
nivel 1 (columnas)	A5	frontal	35	4000	281.195079
nivel 1 (columnas)	A5	frontal	39	4800	337.434095
nivel 1 (columnas)	A5	frontal	44	5800	407.732865
		promedio	33	3600	253.075571
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la columna A5.

2.1.5.6 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5-A4

Tabla 22 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5-A4

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 1 (vigas)	A5-A4	hacia abajo	20	1800	126.537786
nivel 1 (vigas)	A5-A4	hacia abajo	21	2000	140.59754
nivel 1 (vigas)	A5-A4	hacia abajo	21	2000	140.59754
nivel 1 (vigas)	A5-A4	hacia abajo	25	2600	182.776801
nivel 1 (vigas)	A5-A4	hacia abajo	26	2800	196.836555
		promedio	20.66666667	1933.33333	135.910955
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en pésimas condiciones en la viga eje A5-A4.



2.1.5.7 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4-A3

Tabla 23 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4-A3

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 1 (vigas)	A4-A3	hacia abajo	38	5200	365.553603
nivel 1 (vigas)	A4-A3	hacia abajo	40	5600	393.673111
nivel 1 (vigas)	A4-A3	hacia abajo	46	7000	492.091388
nivel 1 (vigas)	A4-A3	hacia abajo	48	7400	520.210896
nivel 1 (vigas)	A4-A3	hacia abajo	50	7800	548.330404
			promedio	41.33333333	5933.33333
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la viga eje A4-A3.

2.1.5.8 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3-A2

Tabla 24 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3-A2

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 1 (vigas)	A3-A2	hacia abajo	35	4600	323.374341
nivel 1 (vigas)	A3-A2	hacia abajo	37	5000	351.493849
nivel 1 (vigas)	A3-A2	hacia abajo	37	5000	351.493849
nivel 1 (vigas)	A3-A2	hacia abajo	40	5600	393.673111
nivel 1 (vigas)	A3-A2	hacia abajo	40	5600	393.673111
			promedio	36.33333333	4866.66667
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la viga eje A3-A2.



2.1.5.9 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2-A1

Tabla 25 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2-A1

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 1 (vigas)	A2-A1	hacia abajo	30	3600	253.075571
nivel 1 (vigas)	A2-A1	hacia abajo	32	4000	281.195079
nivel 1 (vigas)	A2-A1	hacia abajo	32	4000	281.195079
nivel 1 (vigas)	A2-A1	hacia abajo	34	4400	309.314587
nivel 1 (vigas)	A2-A1	hacia abajo	36	4800	337.434095
		promedio	31.33333333	3866.66667	271.82191
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la viga eje A2-A1.

2.1.6 ESCLEROMETRIA PRIMERA PLANTA ALTA

2.1.6.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A1`

Tabla 26 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A1`

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 2 (columnas)	A1`	frontal	37	4200	295.254833
nivel 2 (columnas)	A1`	frontal	45	6200	435.852373
nivel 2 (columnas)	A1`	frontal	49	7000	492.091388
nivel 2 (columnas)	A1`	frontal	49	7000	492.091388
nivel 2 (columnas)	A1`	frontal	50	7200	506.151142
		promedio	43.66666667	5800	407.732865
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la columna eje A1`.



2.1.6.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2`

Tabla 27 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2`

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 2 (columnas)	A2`	frontal	29	2800	196.836555
nivel 2 (columnas)	A2`	frontal	38	4600	323.374341
nivel 2 (columnas)	A2`	frontal	38	4600	323.374341
nivel 2 (columnas)	A2`	frontal	46	6400	449.912127
nivel 2 (columnas)	A2`	frontal	49	7000	492.091388
		promedio	35	4000	281.195079
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la columna eje A2`.

2.1.6.3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C1`

Tabla 28 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C1`

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 2 (columnas)	C1`	frontal	27	2400	168.717047
nivel 2 (columnas)	C1`	frontal	29	2800	196.836555
nivel 2 (columnas)	C1`	frontal	32	3400	239.015817
nivel 2 (columnas)	C1`	frontal	34	3800	267.135325
nivel 2 (columnas)	C1`	frontal	39	4800	337.434095
		promedio	29.33333333	2866.66667	201.52314
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en regulares condiciones en la columna eje C1`.



2.1.6.4 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE B1`

Tabla 29 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE B1`

proyecto tesis						
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion		
nivel 2 (columnas)	B1`	frontal	45	6200	435.852373	
nivel 2 (columnas)	B1`	frontal	46	6400	449.912127	
nivel 2 (columnas)	B1`	frontal	47	6600	463.97188	
nivel 2 (columnas)	B1`	frontal	52	8000	562.390158	
nivel 2 (columnas)	B1`	frontal	30	4000	281.195079	
			promedio	46	6400	449.912127
				psi	kg/cm2	

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en regulares condiciones en la columna eje B1`.

2.1.6.5 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C4`

Tabla 30 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C4`

proyecto tesis						
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion		
nivel 2 (columnas)	C4`	frontal	43	5600	393.673111	
nivel 2 (columnas)	C4`	frontal	47	6600	463.97188	
nivel 2 (columnas)	C4`	frontal	47	6600	463.97188	
nivel 2 (columnas)	C4`	frontal	50	7400	520.210896	
nivel 2 (columnas)	C4`	frontal	32	3200	224.956063	
			promedio	45.66666667	6266.66667	440.538957
				psi	kg/cm2	

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la columna eje C4`.



2.1.6.6 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C6`

Tabla 31 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C6`

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 2 (columnas)	C6`	frontal	42	5400	379.613357
nivel 2 (columnas)	C6`	frontal	43	5600	393.673111
nivel 2 (columnas)	C6`	frontal	45	6000	421.792619
nivel 2 (columnas)	C6`	frontal	48	6800	478.031634
nivel 2 (columnas)	C6`	frontal	34	3800	267.135325
			promedio	43.33333333	5666.66667
					398.359695
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la columna eje C6`.

2.1.6.7 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5`-A4`

Tabla 32 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5`-A4`

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 2 (vigas)	A5`-A4`	hacia abajo	30	3600	253.075571
nivel 2 (vigas)	A5`-A4`	hacia abajo	32	4000	281.195079
nivel 2 (vigas)	A5`-A4`	hacia abajo	33	4200	295.254833
nivel 2 (vigas)	A5`-A4`	hacia abajo	39	4800	337.434095
nivel 2 (vigas)	A5`-A4`	hacia abajo	40	5000	351.493849
			promedio	31.66666667	3933.33333
					276.508494
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la VIGA EJE A5`-A4`.



2.1.6.8 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4`-A3`

Tabla 33 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4`-A3`

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 2 (vigas)	A4`-A3`	hacia abajo	34	4400	309.314587
nivel 2 (vigas)	A4`-A3`	hacia abajo	36	4800	337.434095
nivel 2 (vigas)	A4`-A3`	hacia abajo	36	5200	365.553603
nivel 2 (vigas)	A4`-A3`	hacia abajo	42	6200	435.852373
nivel 1 (vigas)	A4`-A3`	hacia abajo	44	6600	463.97188
			promedio	35.33333333	
				4800	337.434095
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la VIGA EJE A4`-A3`.

2.1.6.9 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3`-A2`

Tabla 34 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3`-A2`

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 2 (vigas)	A3`-A2`	hacia abajo	35	4600	323.374341
nivel 2 (vigas)	A3`-A2`	hacia abajo	37	5000	351.493849
nivel 2 (vigas)	A3`-A2`	hacia abajo	38	5200	365.553603
nivel 2 (vigas)	A3`-A2`	hacia abajo	45	6800	478.031634
nivel 2 (vigas)	A3`-A2`	hacia abajo	47	7200	506.151142
			promedio	36.66666667	
				4933.33333	346.807264
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la VIGA EJE A3`-A2`.



2.1.6.10 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2`-A1`

Tabla 35 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2`-A1`

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 2 (vigas)	A2`-A1`	hacia abajo	32	4000	281.195079
nivel 2 (vigas)	A2`-A1`	hacia abajo	35	4600	323.374341
nivel 2 (vigas)	A2`-A1`	hacia abajo	38	5200	365.553603
nivel 2 (vigas)	A2`-A1`	hacia abajo	42	6000	421.792619
nivel 2 (vigas)	A2`-A1`	hacia abajo	45	6800	478.031634
			promedio	35	4600
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la VIGA EJE A2`-A1`.

2.1.7 ESCLEROMETRIA SEGUNDA PLANTA ALTA

2.1.7.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A5``

Tabla 36 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A5``

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 3 (columnas)	A5``	frontal	35	4000	281.195079
nivel 3 (columnas)	A5``	frontal	40	5000	351.493849
nivel 3 (columnas)	A5``	frontal	42	5400	379.613357
nivel 3 (columnas)	A5``	frontal	44	5800	407.732865
nivel 3 (columnas)	A5``	frontal	47	6600	463.97188
			promedio	39	4800
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la columna EJE A1``.



2.1.7.2 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4`

Tabla 37 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4`

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 3 (columnas)	A4`	frontal	45	6200	435.852373
nivel 3 (columnas)	A4`	frontal	47	6600	463.97188
nivel 3 (columnas)	A4`	frontal	50	7200	506.151142
nivel 3 (columnas)	A4`	frontal	41	5200	365.553603
nivel 3 (columnas)	A4`	frontal	30	3000	210.896309
			promedio	47.33333333	6666.66667
					468.658465
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la columna EJE A2`.

2.1.7.3 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2`

Tabla 38 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A2`

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 3 (columnas)	A2`	frontal	30	3000	210.896309
nivel 3 (columnas)	A2`	frontal	32	3400	239.015817
nivel 3 (columnas)	A2`	frontal	34	3800	267.135325
nivel 3 (columnas)	A2`	frontal	36	4200	295.254833
nivel 3 (columnas)	A2`	frontal	20	1900	133.567663
			promedio	32	3400
					239.015817
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la columna EJE A3`.



2.1.7.4 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4``

Tabla 39 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE A4``

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 3 (columnas)	A3``	frontal	42	6200	435.852373
nivel 3 (columnas)	A3``	frontal	44	6400	449.912127
nivel 3 (columnas)	A3``	frontal	46	6600	463.97188
nivel 3 (columnas)	A3``	frontal	48	8000	562.390158
nivel 3 (columnas)	A3``	frontal	31	4000	281.195079
		promedio	44	6400	449.912127
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la columna EJE A3``.

2.1.7.5 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C3``

Tabla 40 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C3``

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 3 (columnas)	C3``	frontal	28	2800	196.836555
nivel 3 (columnas)	C3``	frontal	32	3200	224.956063
nivel 3 (columnas)	C3``	frontal	34	3600	253.075571
nivel 3 (columnas)	C3``	frontal	20	1800	126.537786
nivel 3 (columnas)	C3``	frontal	20	1800	126.537786
		promedio	31.33333333	3200	224.956063
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la columna EJE C3``.



2.1.7.6 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C5``

Tabla 41 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN COLUMNA EJE C5``

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 3 (columnas)	C5``	frontal	42	5400	379.613357
nivel 3 (columnas)	C5``	frontal	43	5600	393.673111
nivel 3 (columnas)	C5``	frontal	44	5800	407.732865
nivel 3 (columnas)	C5``	frontal	45	6000	421.792619
nivel 3 (columnas)	C5``	frontal	32	3400	239.015817
		promedio	43	5600	393.673111
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en óptimas condiciones en la columna EJE C5``.

2.1.7.7 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5``-A4``

Tabla 42 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A5``-A4``

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 3 (vigas)	A5``-A4``	hacia abajo	28	3200	224.956063
nivel 3 (vigas)	A5``-A4``	hacia abajo	29	3400	239.015817
nivel 3 (vigas)	A5``-A4``	hacia abajo	29	3400	239.015817
nivel 3 (vigas)	A5``-A4``	hacia abajo	40	5600	393.673111
nivel 3 (vigas)	A5``-A4``	hacia abajo	42	6000	421.792619
		promedio	28.66666667	3333.33333	234.329233
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en pésimas condiciones en la VIGA EJE A5``-A4``.



2.1.7.8 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4``-A3``

Tabla 43 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A4``-A3``

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 3 (vigas)	A4``-A3``	hacia abajo	23	2400	168.717047
nivel 3 (vigas)	A4``-A3``	hacia abajo	25	2800	196.836555
nivel 3 (vigas)	A4``-A3``	hacia abajo	26	3000	210.896309
nivel 3 (vigas)	A4``-A3``	hacia abajo	34	4400	309.314587
nivel 3 (vigas)	A4``-A3``	hacia abajo	37	5000	351.493849
			promedio	24.66666667	192.149971
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en pésimas condiciones en la VIGA EJE A4``-A3``.

2.1.7.9 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3``-A2``

Tabla 44 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A3``-A2``

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 3 (vigas)	A3``-A2``	hacia abajo	30	3600	253.075571
nivel 3 (vigas)	A3``-A2``	hacia abajo	33	4200	295.254833
nivel 3 (vigas)	A3``-A2``	hacia abajo	34	4400	309.314587
nivel 3 (vigas)	A3``-A2``	hacia abajo	44	6600	463.97188
nivel 3 (vigas)	A3``-A2``	hacia abajo	46	7000	492.091388
			promedio	32.33333333	285.881664
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en pésimas condiciones en la VIGA EJE A3``-A2``.



2.1.7.10 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2``-A1``

Tabla 45 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN VIGA EJE A2``-A1``

proyecto tesis					
nivel	ubicación	forma esclerometro	limites	compresion	
nivel 3 (vigas)	A2``-A1``	hacia abajo	28	3200	224.956063
nivel 3 (vigas)	A2``-A1``	hacia abajo	30	3600	253.075571
nivel 3 (vigas)	A2``-A1``	hacia abajo	34	4000	281.195079
nivel 3 (vigas)	A2``-A1``	hacia abajo	43	6400	449.912127
nivel 3 (vigas)	A2``-A1``	hacia abajo	41	5800	407.732865
			promedio	30.66666667	
				psi	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Observamos en los resultados obtenidos en la tabla de Excel de los ensayos de resistencia a la compresión a través de esclerómetro están en pésimas condiciones en la VIGA EJE A2``-A1``.

2.1.8 PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN POR PLANTAS

2.1.8.1 PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PRIMERA PLANTA BAJA

Tabla 46 PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PRIMERA PLANTA BAJA

promedio primera planta baja		
vigas	291.739895	kg/cm2
columnas	236.203866	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.8.2 PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PRIMERA PLANTA ALTA

Tabla 47 PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PRIMERA PLANTA ALTA

promedio primera planta alta		
vigas	321.031049	kg/cm2
columnas	363.21031	kg/cm2

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN



2.1.8.3 PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SEGUNDA PLANTA ALTA

Tabla 48 PROMEDIO RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SEGUNDA PLANTA ALTA

promedio segunda planta alta		
vigas	241.35911	kg/cm ²
columnas	352.274946	kg/cm ²

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

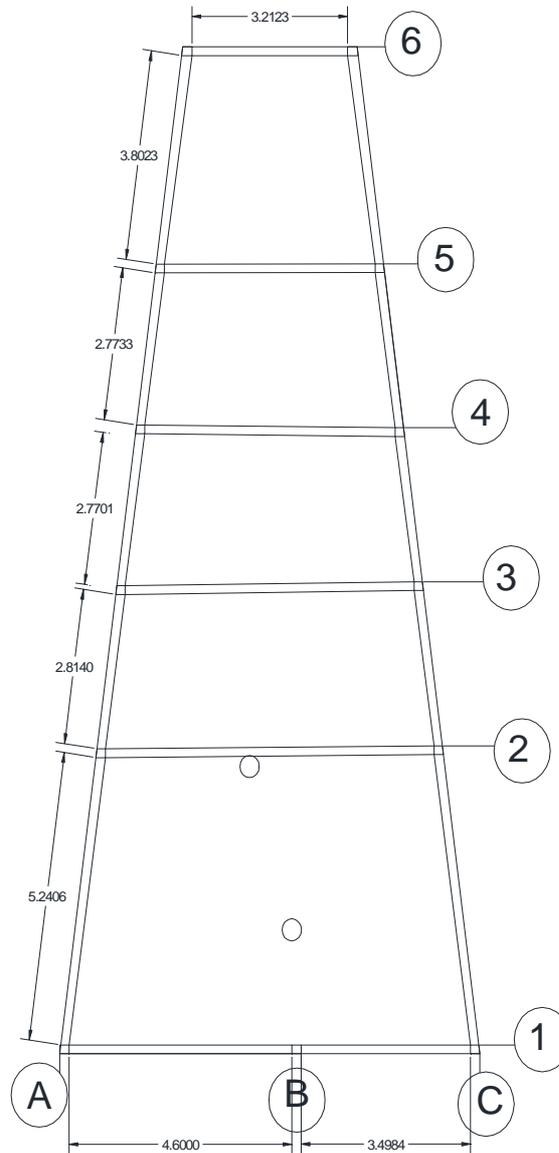
Analizamos que todas las resistencias a la compresión están en óptimas condiciones en la estructura.



2.1.9 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

2.1.9.1 LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO

2.1.9.1.1 LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO PRIMERA PLANTA

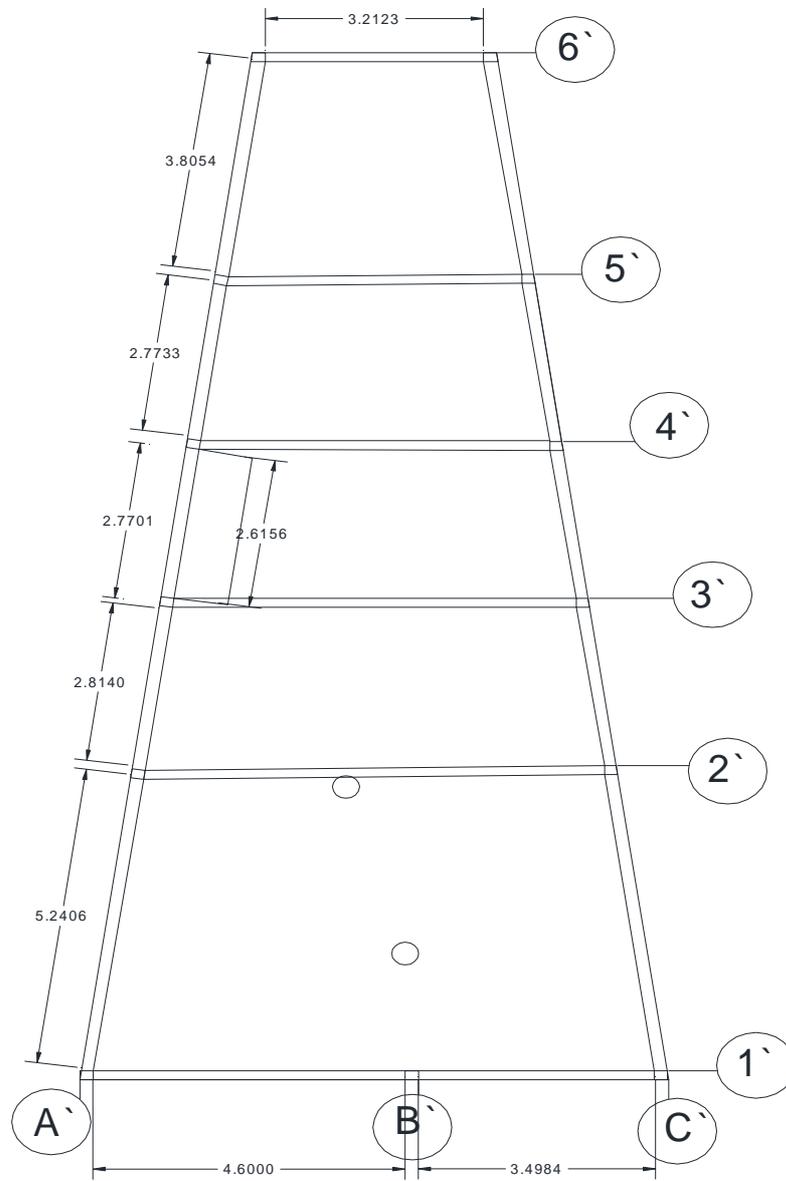


PRIMERA PLANTA BAJA

FIG 13 LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO PRIMERA PLANTA



2.1.9.1.2 LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO SEGUNDA PLANTA

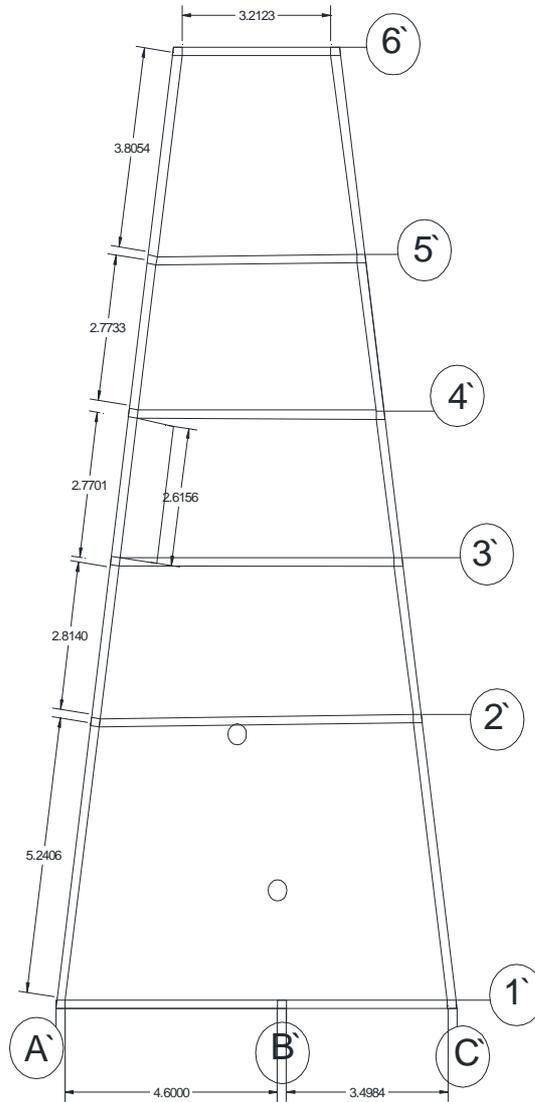


SEGUNDA PLANTA ALTA

FIG 14 LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO SEGUNDA PLANTA



2.1.9.1.3 LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO TERCERA PLANTA



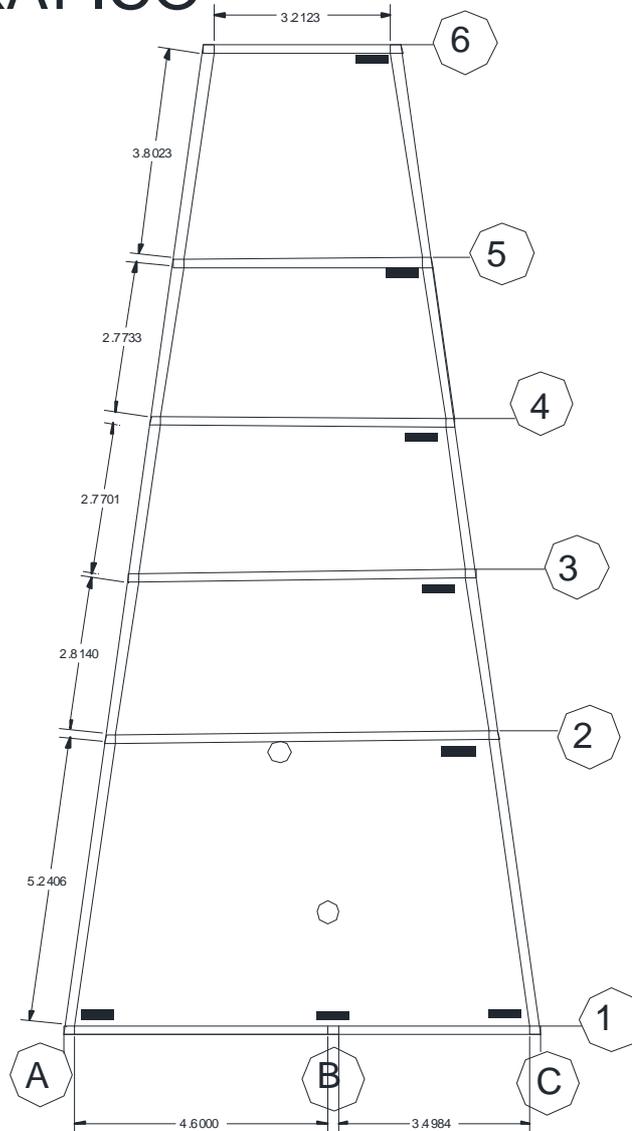
TERCERA PLANTA ALTA

FIG. 15 LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO TERCERA PLANTA



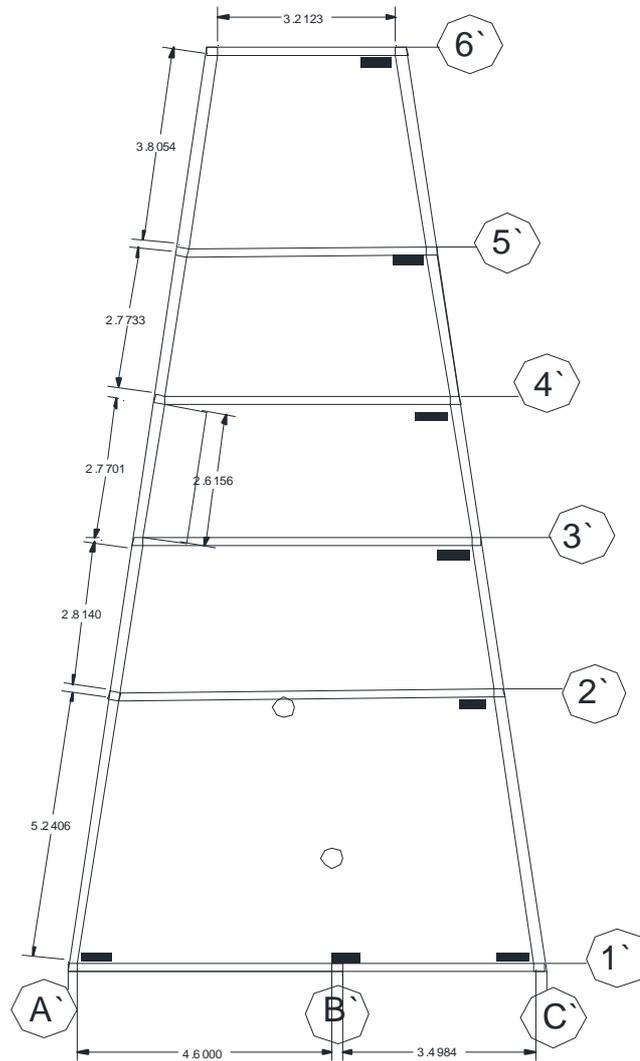
2.1.9.4 LEVANTAMIENTO ALTIMÉTRICO

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO



PRIMERA PLANTA BAJA

FIG. 16 LEVANTAMIENTO ALTIMÉTRICO PRIMERA PLANTA.



SEGUNDA PLANTA ALTA

FIG. 17 LEVANTAMIENTO ALTIMÉTRICO SEGUNDA PLANTA.



2.1.10 DETALLES ESTRUCTURALES DE LA EDIFICACIÓN.

2.1.10.1 VIGAS

Vigas primera, segunda y tercera planta

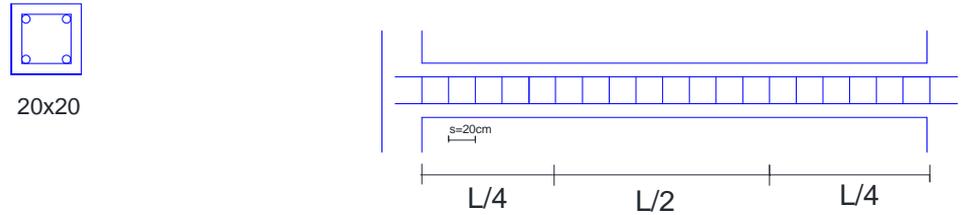


FIG. 18 VIGAS DE LA EDIFICACIÓN

2.1.10.2 COLUMNAS

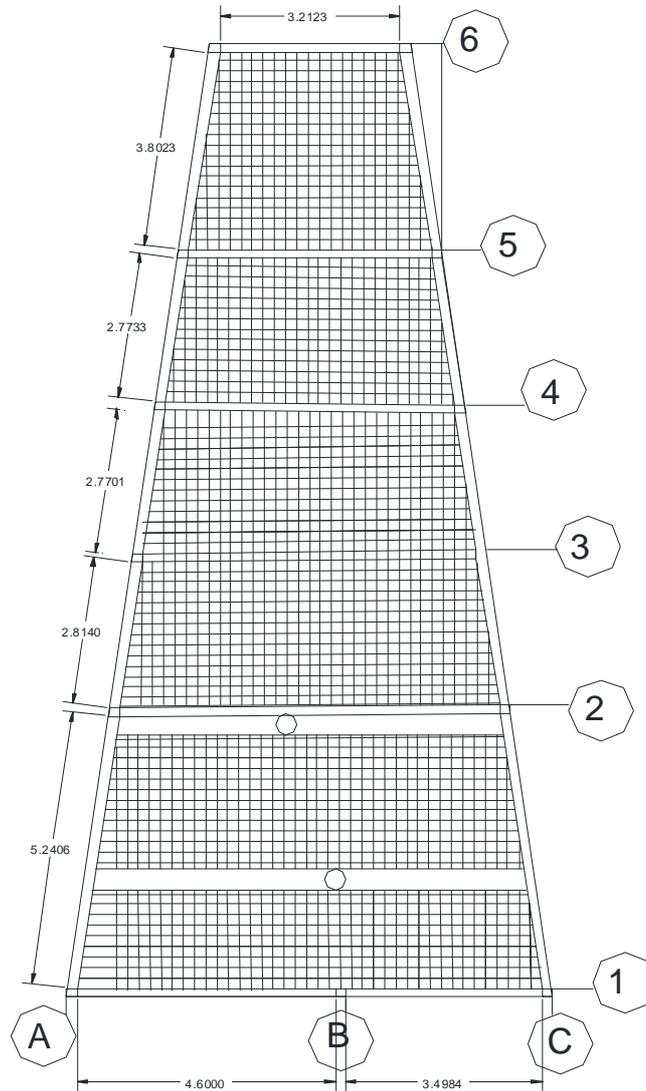
Columnas



FIG. 19 COLUMNAS DE LA EDIFICACIÓN



2.1.10.3 LOSA



Losa de la estructura

FIG. 2.20 LOSAS DE LA EDIFICACIÓN



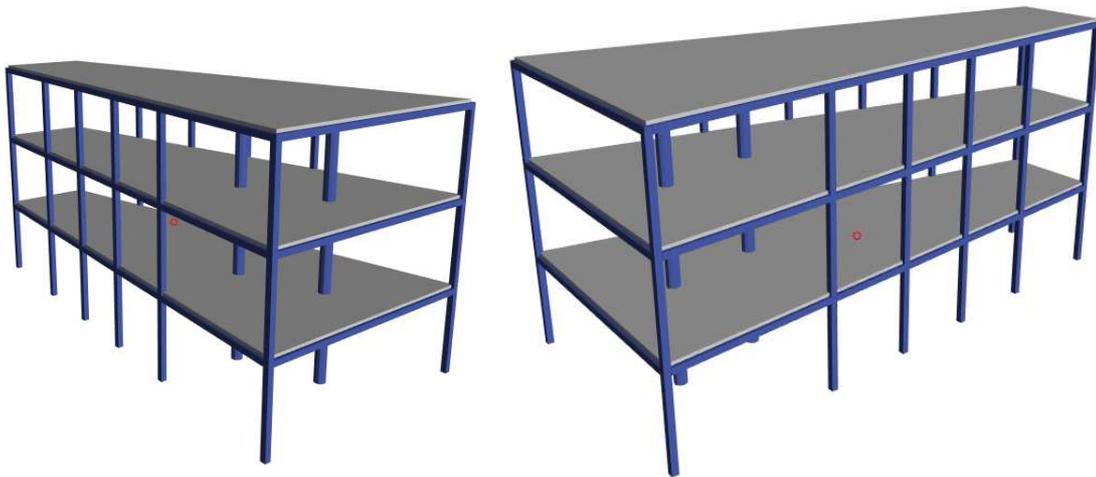
CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS DE LAS DERIVAS DE PISOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

DEL PROYECTO:

EVALUACIÓN DE LA EDIFICACIÓN UBICADA EN LA CALLE 108 Y AVENIDA

108



DISEÑO ESTRUCTURAL

EST. LUIS CEBALLOS

PROPIETARIO:

GEOVANNY SORIA

MANTA, AGOSTO DEL 2017.



3.1 INTRODUCCIÓN

En la Ciudad de Manta, se ha diseñado el Proyecto: EVALUACIÓN DE LA EDIFICACIÓN UBICADA EN LA CALLE 108 Y AVENIDA 108, cuya planificación arquitectónica se desconoce. Los diseños presentados fueron levantados en sitio por el estudiante Luis Ceballos Cantos, servirán de base para el diseño estructural de este proyecto.

Esta memoria de Análisis y Diseño Estructural, reúne los criterios y métodos de cálculo registrados en el Norma Ecuatoriano de la Construcción – NEC 2015, los mismos que son necesarios para determinar los diferentes tipos de carga y los efectos que se van a generar sobre las estructuras. Con esta información podremos determinar las dimensiones de los diferentes elementos estructurales que conforman el edificio.

El diseño definitivo de cada elemento analizado, se presenta en los respectivos planos estructurales.

3.2 UBICACIÓN DEL PROYECTO

La ubicación del Proyecto: EVALUACIÓN DE LA EDIFICACIÓN UBICADA EN LA CALLE 108 Y AVENIDA 108 es la siguiente:

Sector: Tarqui.

Parroquia: Manta.

Cantón: Manta. Provincia: Manabí.

3.3 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

Este proyecto está conformado por un bloque estructural de tres niveles (planta baja y 2 planta 2 alta 2), todas las plantas tienen uso de residencia.



Los parámetros básicos de diseño son los siguientes:

La estructura está conformada de columnas, vigas y losas aligeradas de hormigón armado, la cimentación está diseñada con zapatas aisladas.

La cimentación, columnas, vigas, losetas de piso están construidas con hormigón armado con una resistencia a la compresión como se muestra:

TABLA 49 PROMEDIO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN TOTALES

promedio primera planta baja		
vigas	291.739895	kg/cm ²
columnas	236.203866	kg/cm ²
promedio primera planta alta		
vigas	321.031049	kg/cm ²
columnas	363.21031	kg/cm ²
promedio segunda planta alta		
vigas	241.35911	kg/cm ²
columnas	352.274946	kg/cm ²

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACION

3.4 CARGAS DE DISEÑO

3.4.1 CARGAS PERMANENTES (CARGA MUERTA)

Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura. Estos valores se ingresan en el modelo matemático creado en el Programa ETABS V16.0.2, para luego adicionarlo al peso propio de los elementos estructurales y hacer las combinaciones de



carga que el NEC 2015 determina en el caso de elementos de hormigón armado. Vale aclarar que el programa calcula el peso de los elementos estructurales, y los demás son ingresados, los valores que se ingresan son los siguientes:

Tabla 50 Peso de Acabados en losa de entrepiso.

Elemento	Calculo	Carga (Tn/m ²)
Masillado	$2.2\text{Tn/m}^3(1\text{m})(1\text{m})(0.02\text{m})$	0.044
Acabado de Piso	$2.2\text{Tn/m}^3(1\text{m})(1\text{m})(0.02\text{m})$	0.022
Paredes Exteriores perimetrales		0.260
Instalaciones Eléctricas (estimado)		0.010
Instalaciones Sanitarias(estimado)		0.030
Paredes interiores de Gypsum		0.000
Tumbado		0.040
Peso Acabados	$0.044+0.022+0.260+0.01+0.03+0.030+0.040$	0.406

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

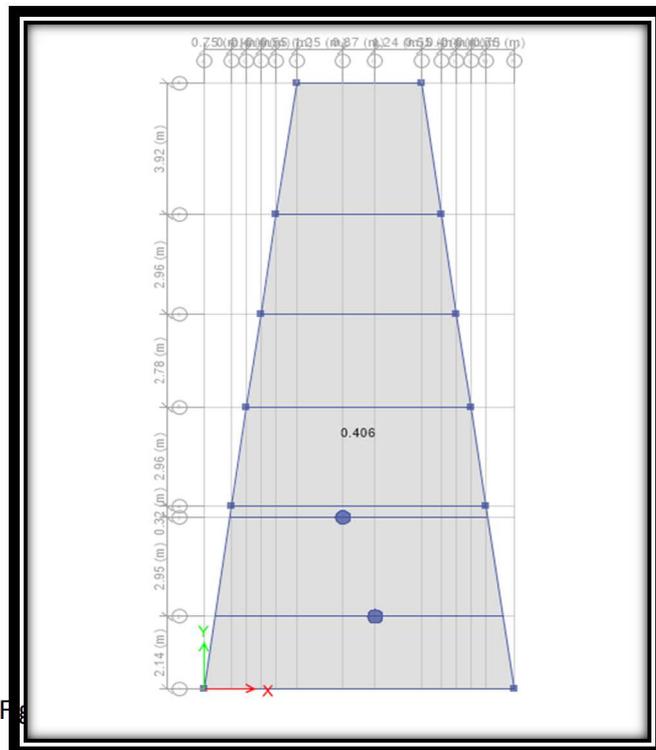


Tabla 51 Peso de Acabados en losa de cubierta.

Elemento	Calculo	Carga (Tn/m ²)
Masillado y nivelada		0.060
Paredes Exteriores perimetrales		0.040
Instalaciones Eléctricas (estimado)		0.010
Tumbado de Gypsum		0.020
Peso Acabados	0.060+0.030+0.010+0.020	0.130

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

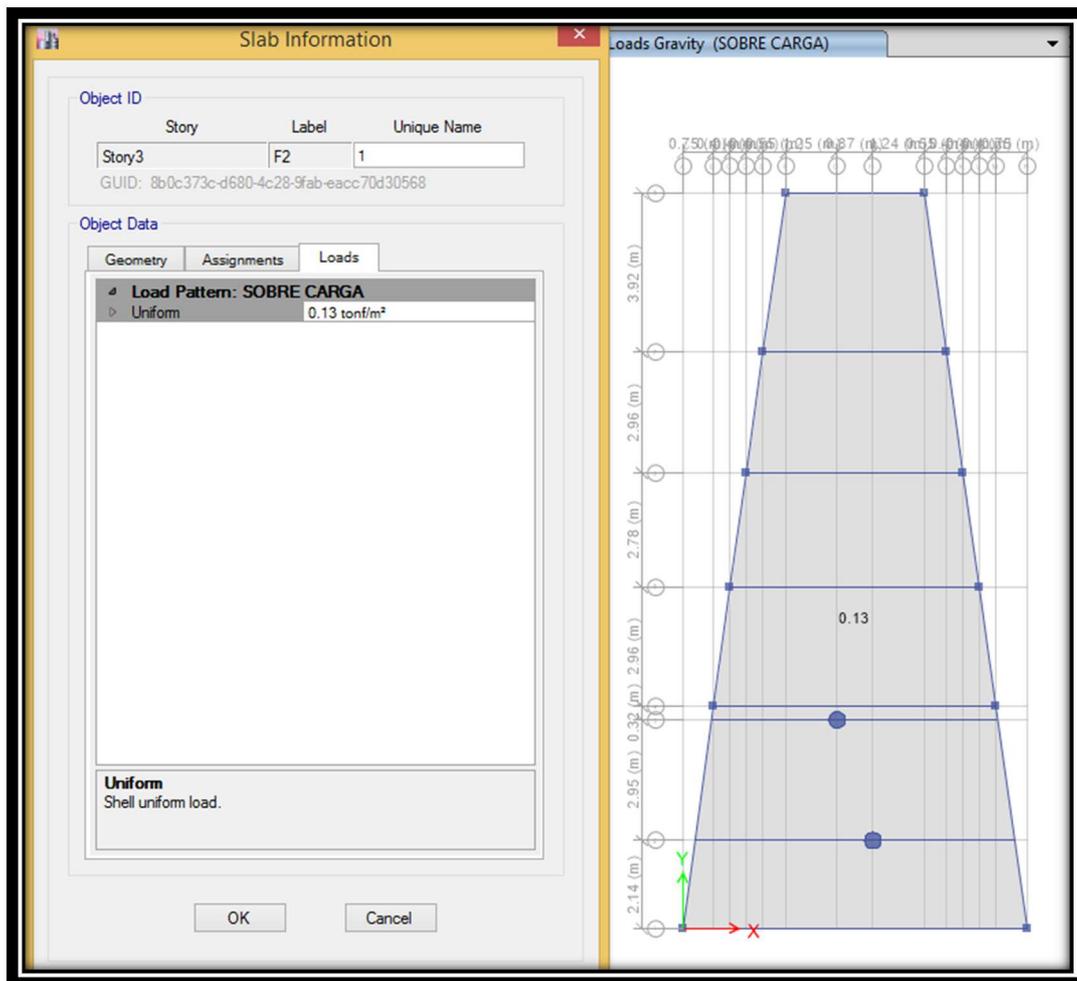


Fig. 22 Peso de Acabados en losa de cubierta.

3.4.2 SOBRECARGAS DE USO (CARGA VIVA)

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras.



Las sobrecargas a considerar de acuerdo al NEC 2015 son las siguientes:

Tabla 52 Carga Viva.

Ocupación o Uso: Residencia	Carga Uniforme
Viviendas (Familiares)	0.200Tn/m ²
Cubierta (Se asume el persona de una persona)	0.070Tn/ m ²

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

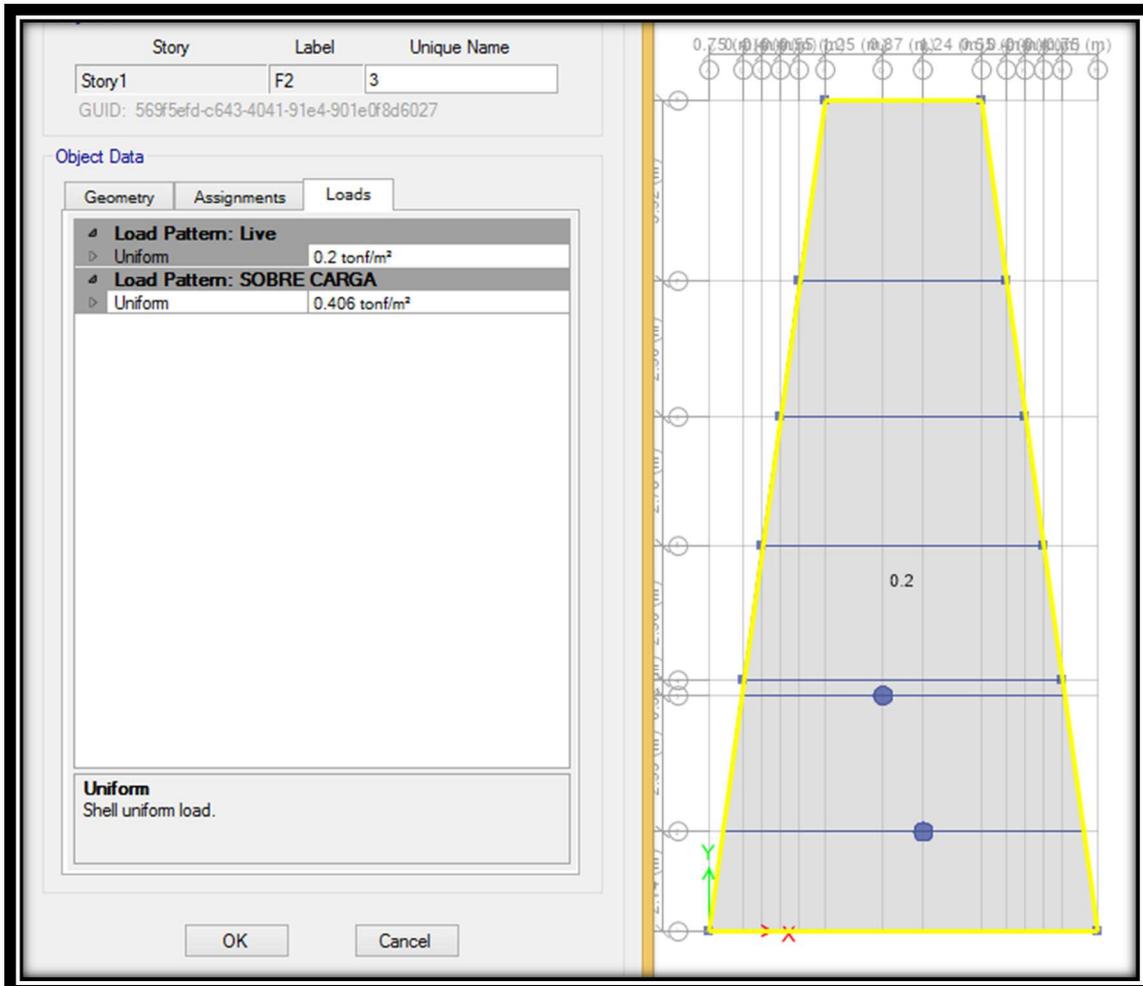


Fig. 23 PESO CARGA VIVA ESTRUCTURA

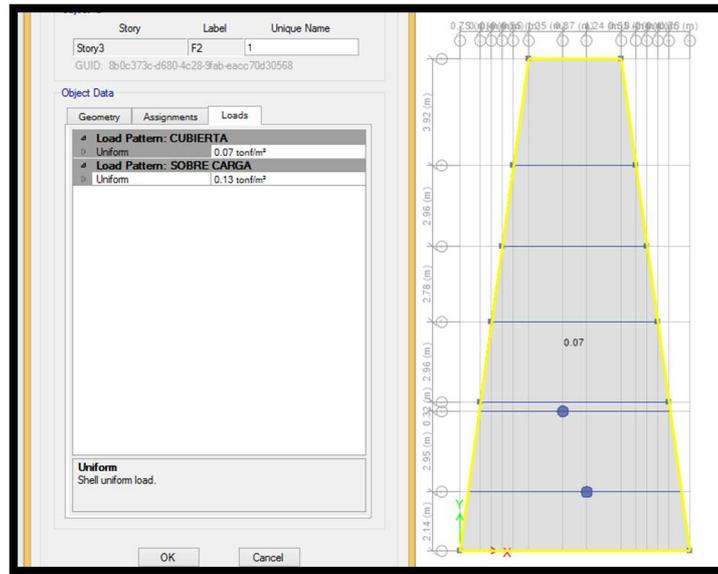


Fig. 24 Peso de carga viva y carga de cubierta en losas de entrepiso y de cubierta.

3.4.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Para el diseño de los diferentes elementos estructurales en hormigón armado, se consideraron las siguientes resistencias (NEC 2015):

Hormigón para cimentaciones, muros, columnas, vigas y losas:

TABLA 53 PROMEDIO DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN POR PISO

promedio primera planta baja		
vigas	291.739895	kg/cm ²
columnas	236.203866	kg/cm ²
promedio primera planta alta		
vigas	321.031049	kg/cm ²
columnas	363.21031	kg/cm ²
promedio segunda planta alta		
vigas	241.35911	kg/cm ²
columnas	352.274946	kg/cm ²

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN



Módulo de Elasticidad del Hormigón, se va a utilizar de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015).

Acero de refuerzo para todos los elementos estructurales $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Módulo de Elasticidad del Acero.

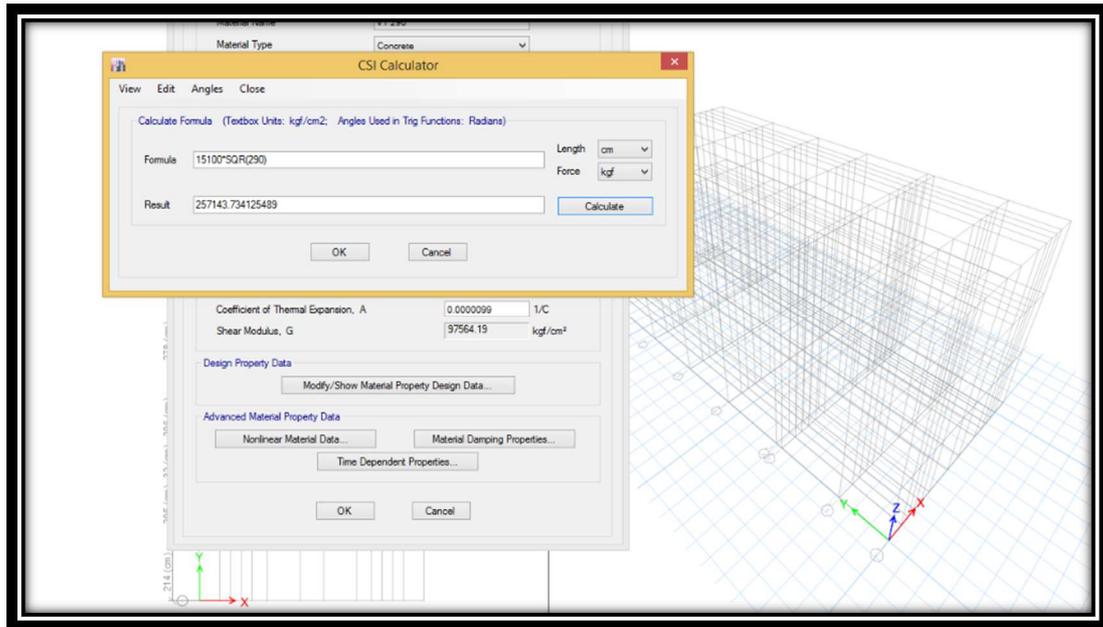


Fig. 25 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD

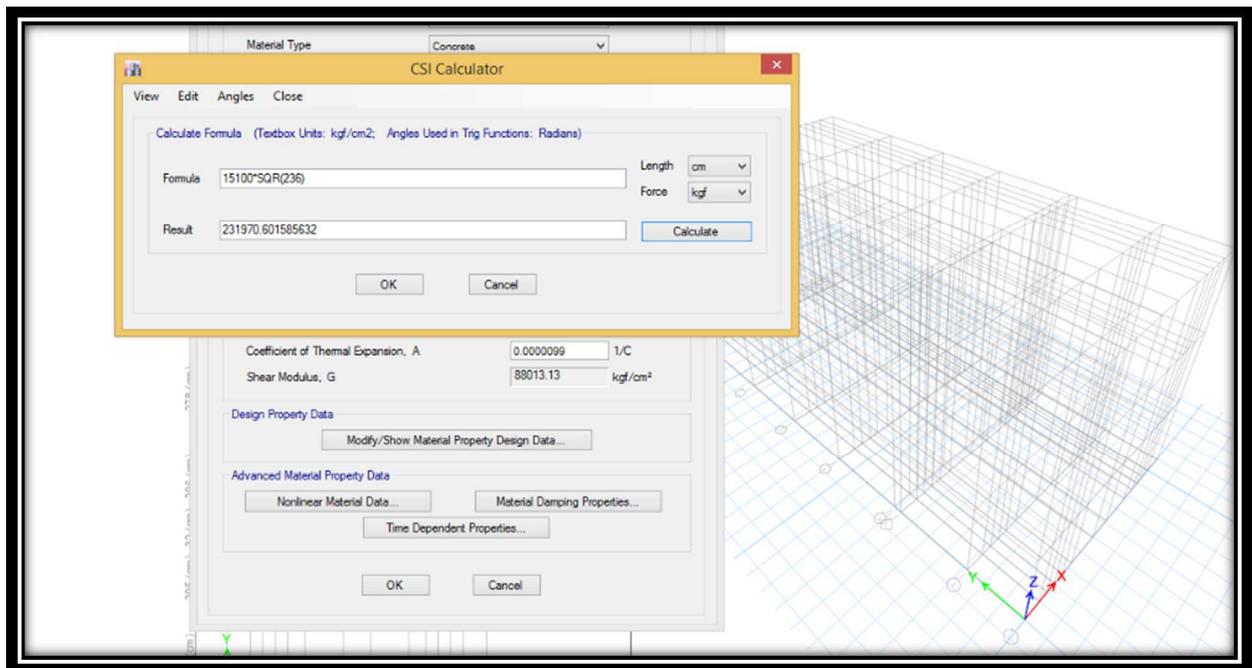


Fig. 26 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD

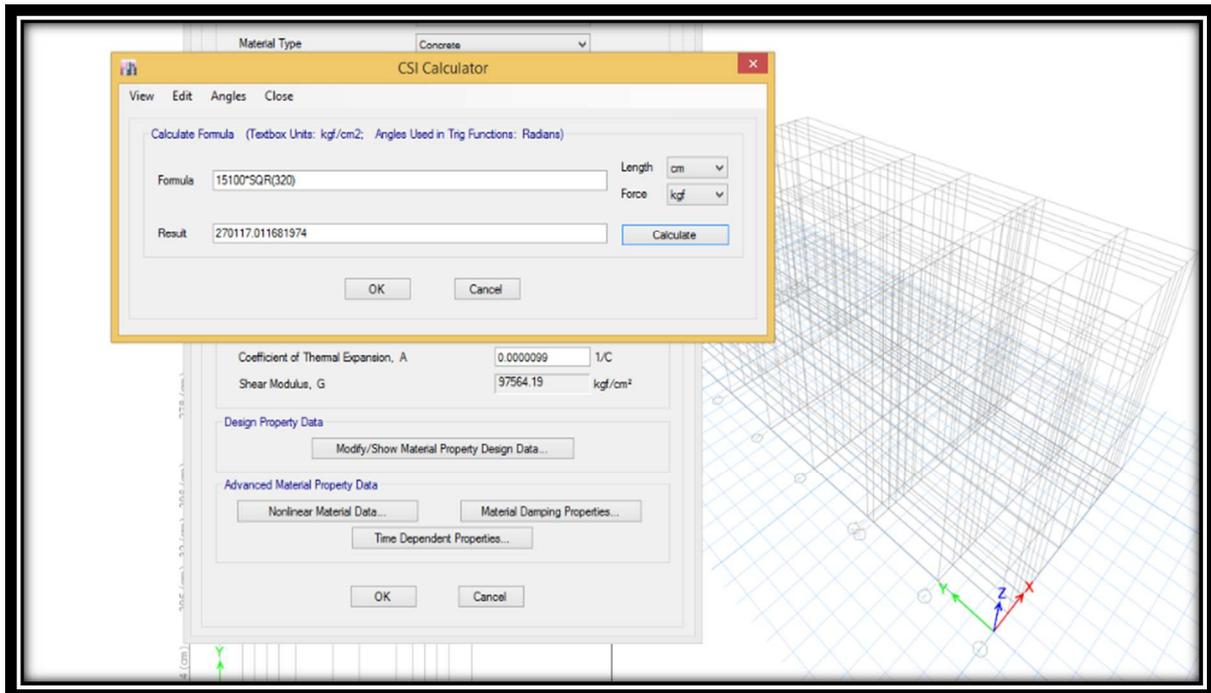


Fig. 27 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD

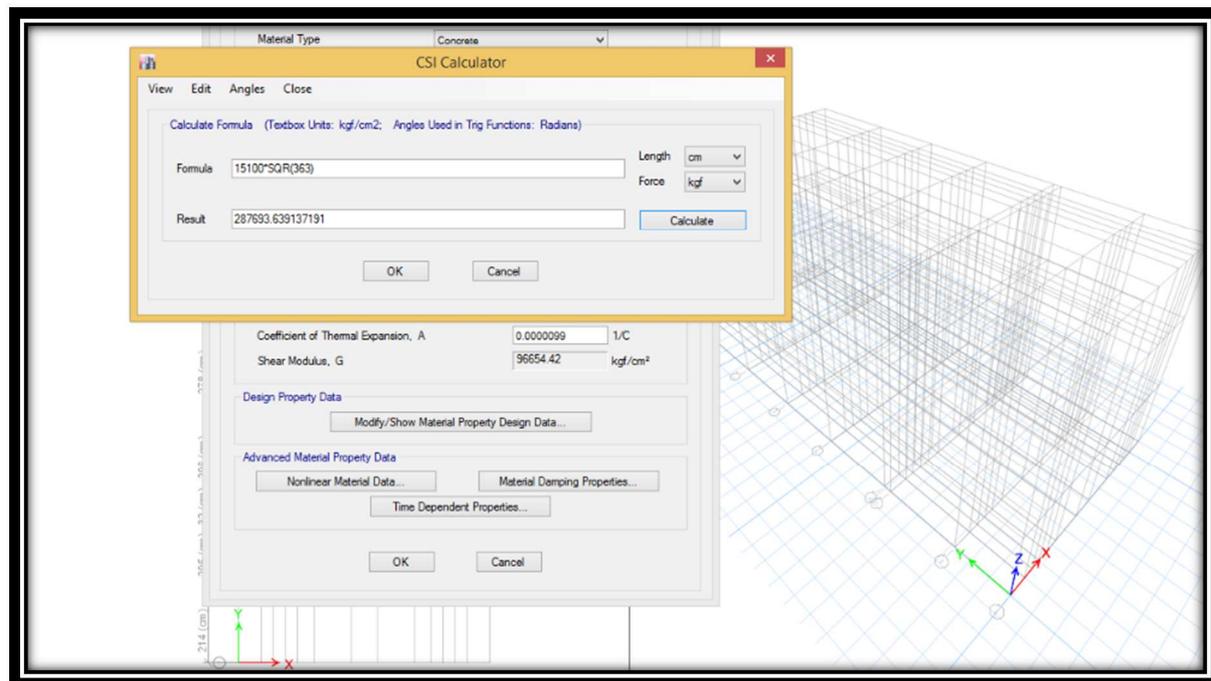


Fig. 28 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD

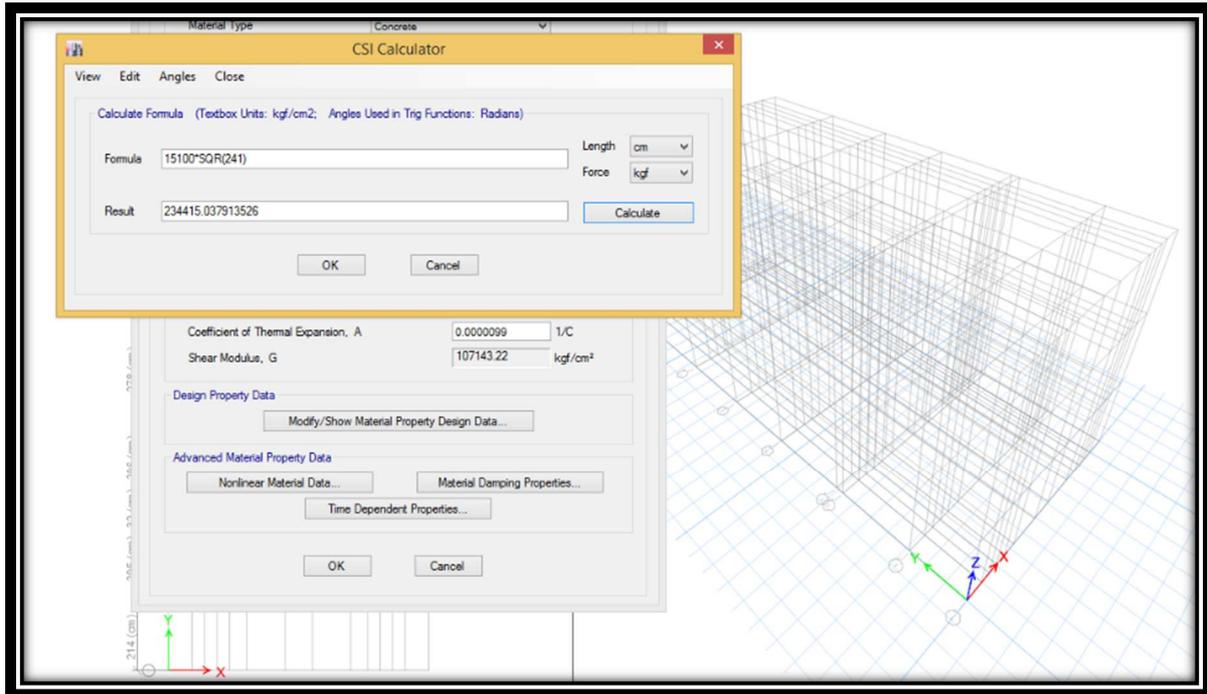


Fig. 29 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD

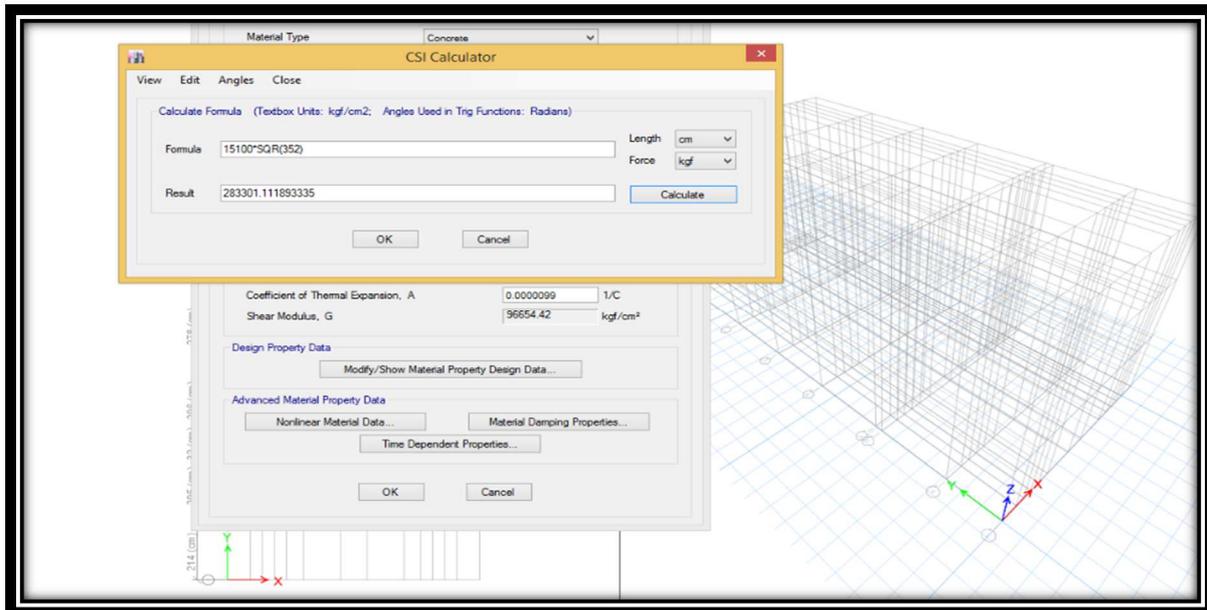


Fig. 30 CALCULO DEL MODULO DE ELASTICIDAD

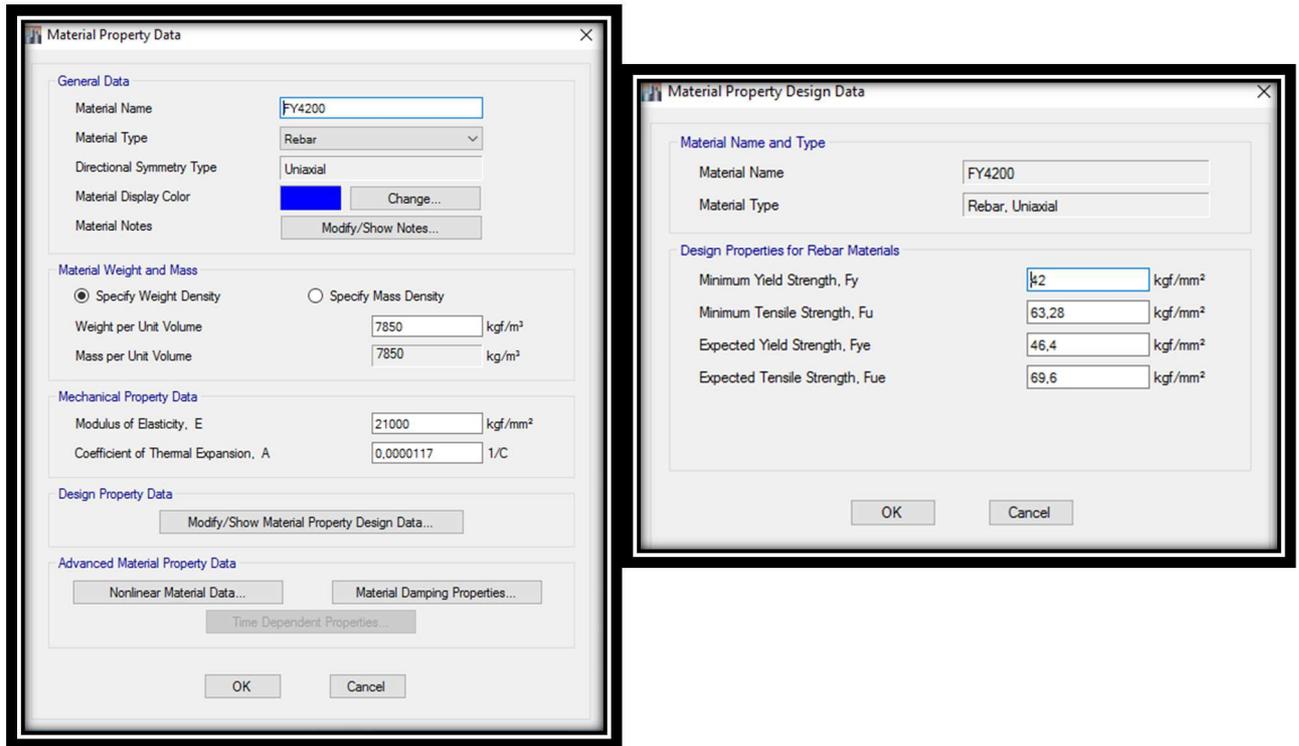


Fig. 31 HORMIGÓN

3.4.4 DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA

En la Tabla 3 se presentan las dimensiones de columnas vigas y losas que se van a emplear para el análisis y diseño estructural.

Tabla 54 Secciones de Columnas, Vigas, y Losas.

IDENTIFICACIÓN	SECCIÓN (cm)
Columna	20x20; D 40
Viga	20x20
Losa Maciza	20

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN



3.4.5 Propiedades en Vigas

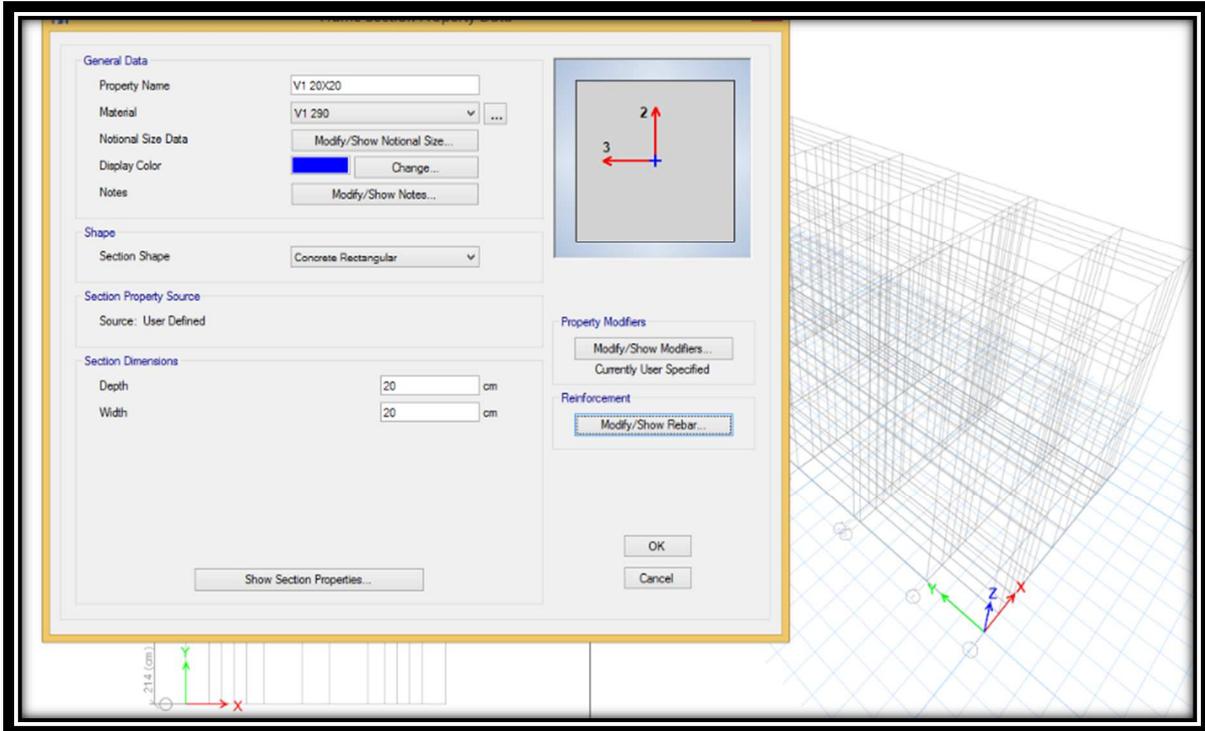


Fig. 32 PROPIEDADES DE VIGAS

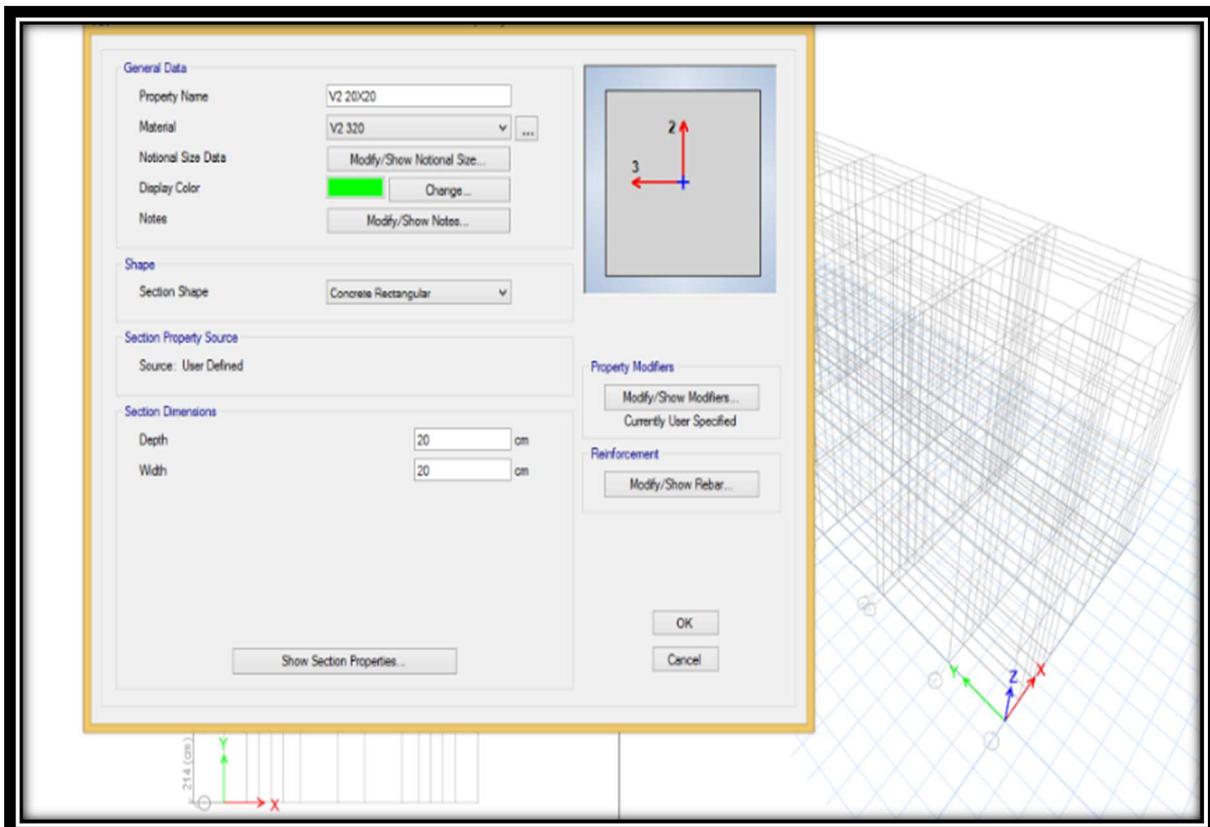




Fig. 33 PROPIEDADES DE VIGAS

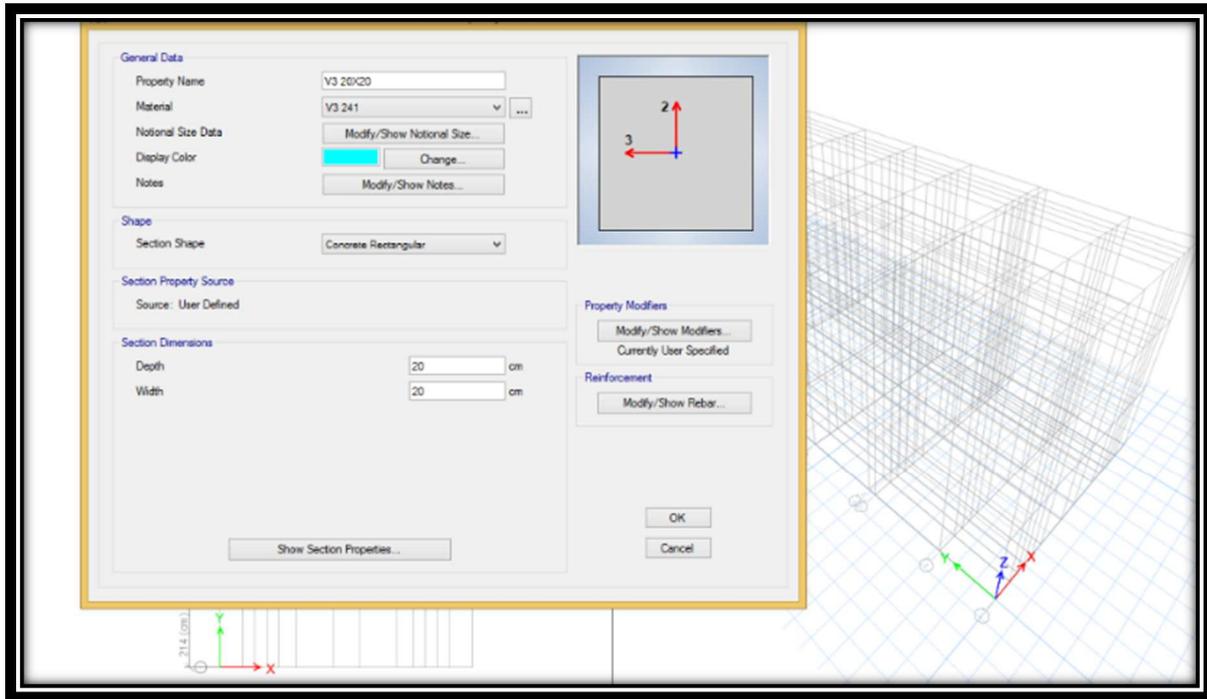


Fig. 34 PROPIEDADES DE VIGAS

3.4.6 Propiedades en columnas

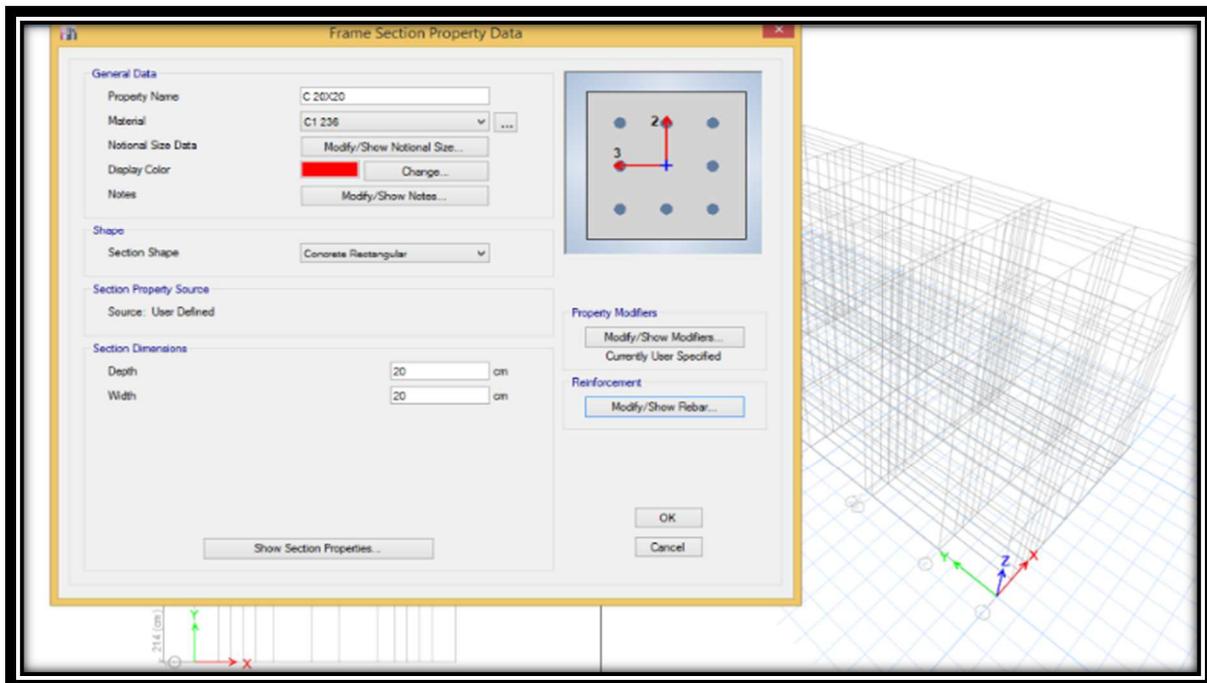


Fig. 35 PROPIEDADES DE COLUMNAS

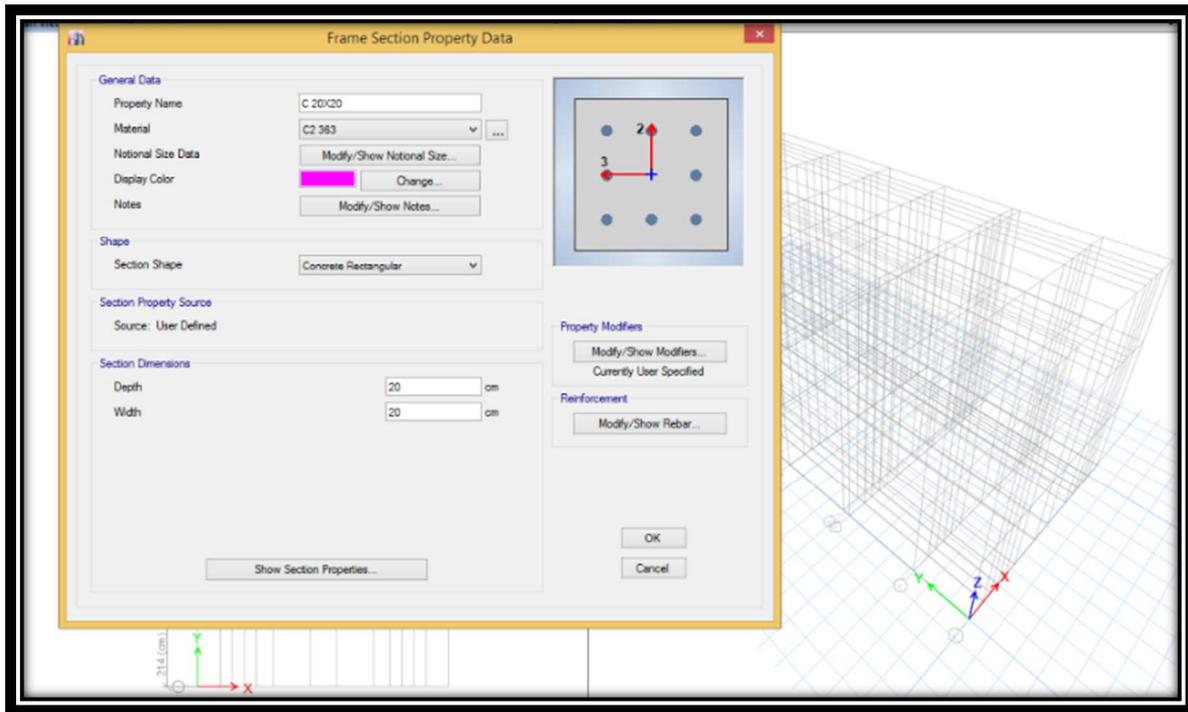


Fig. 36 PROPIEDADES DE COLUMNAS

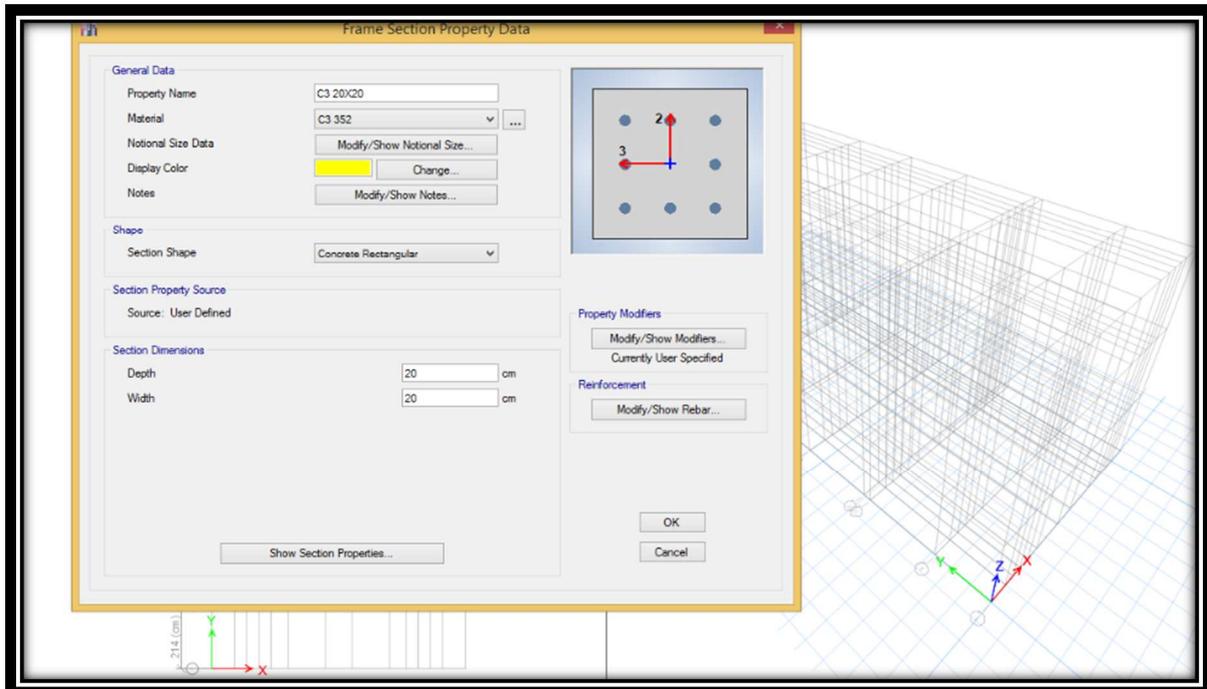


Fig. 37 PROPIEDADES DE COLUMNAS

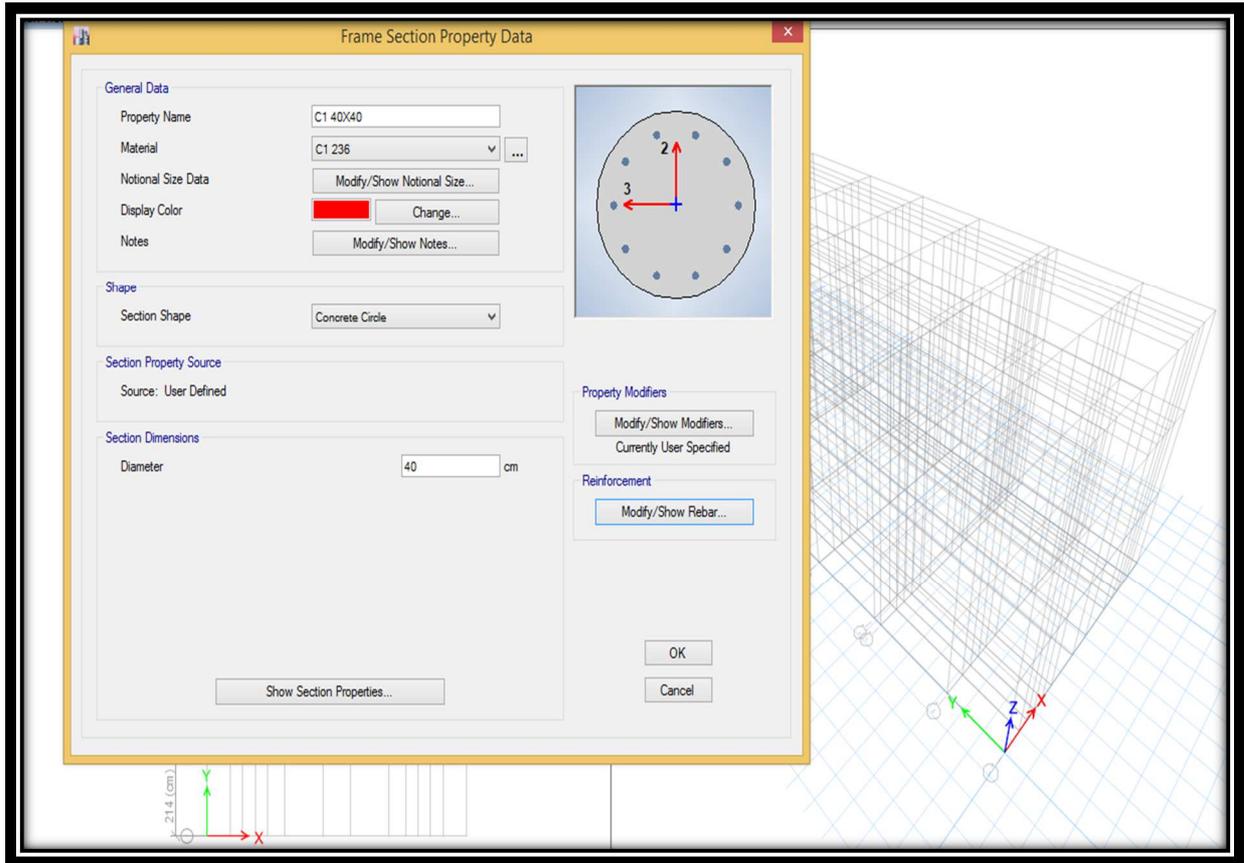


Fig. 38 PROPIEDADES DE COLUMNAS

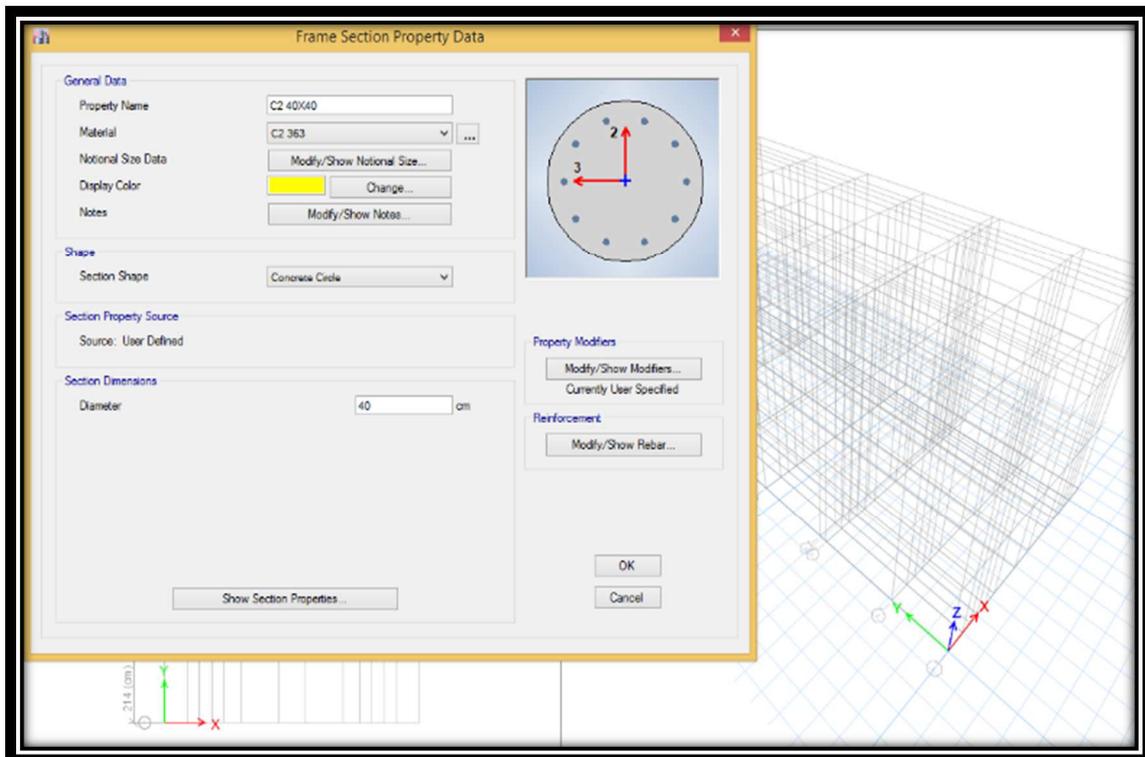


Fig. 39 PROPIEDADES DE COLUMNAS

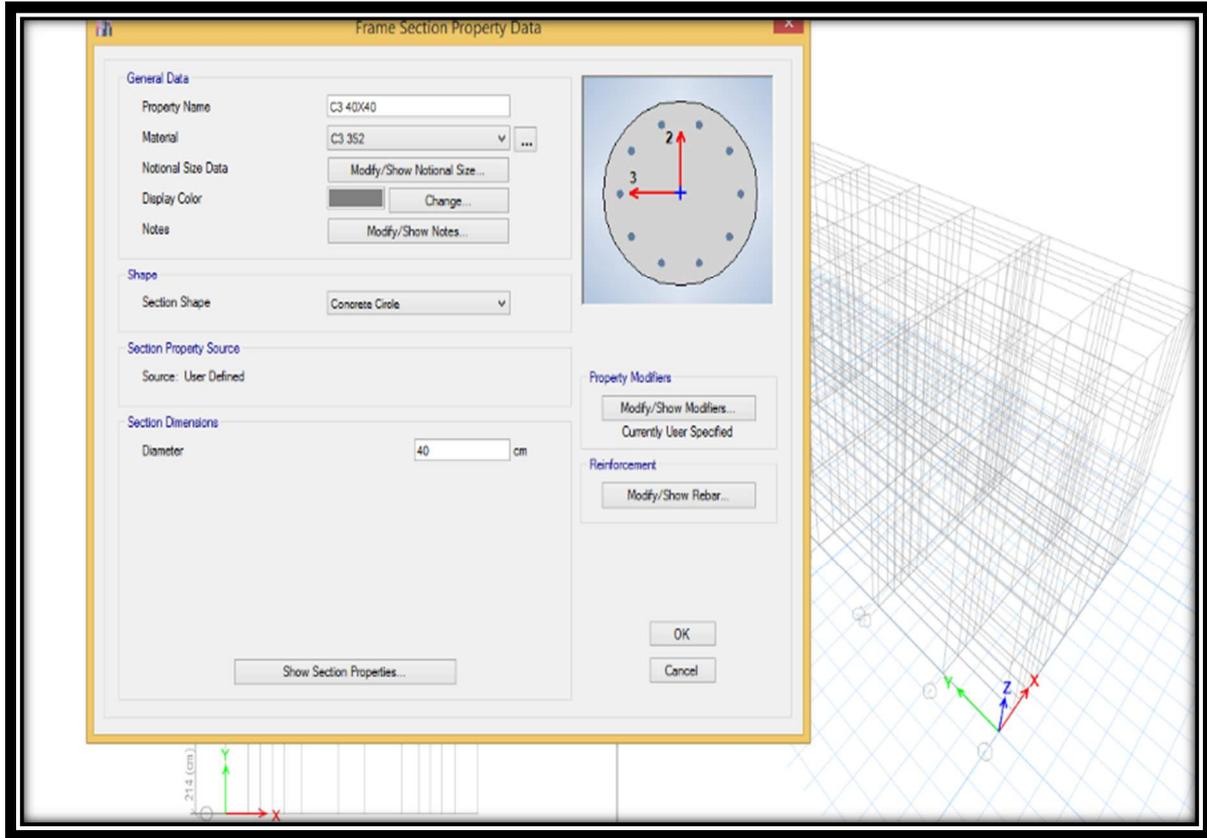


Fig. 40 PROPIEDADES DE COLUMNAS

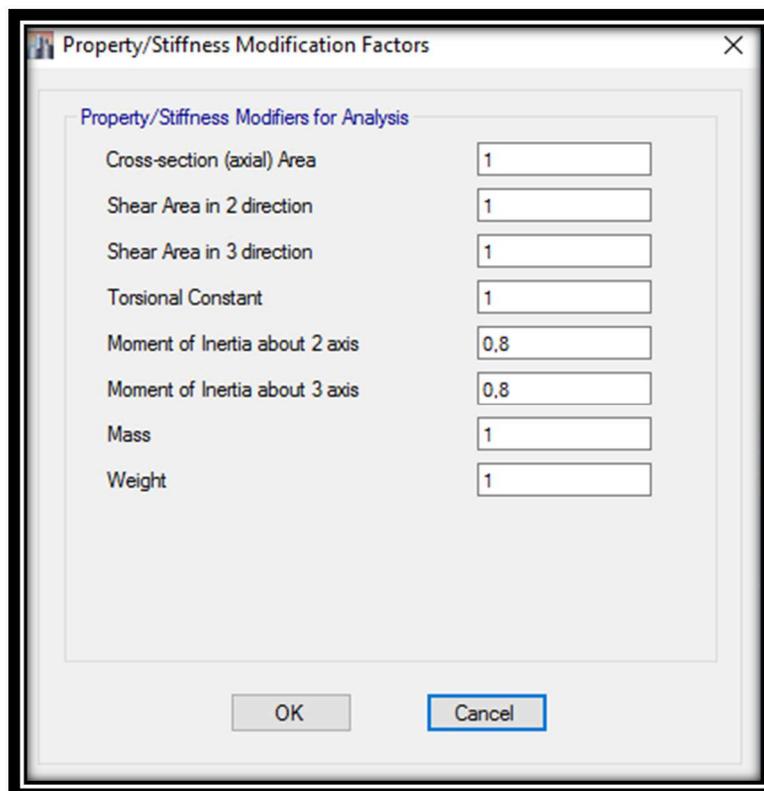


Fig. 41 PROPIEDADES DE COLUMNAS



3.4.7 Propiedades en Losas

Sin embargo, se ingresará una losa maciza al programa, por criterio del calculista se ingresa una losa SHELL en dos direcciones slab con un espesor de 20 cm.

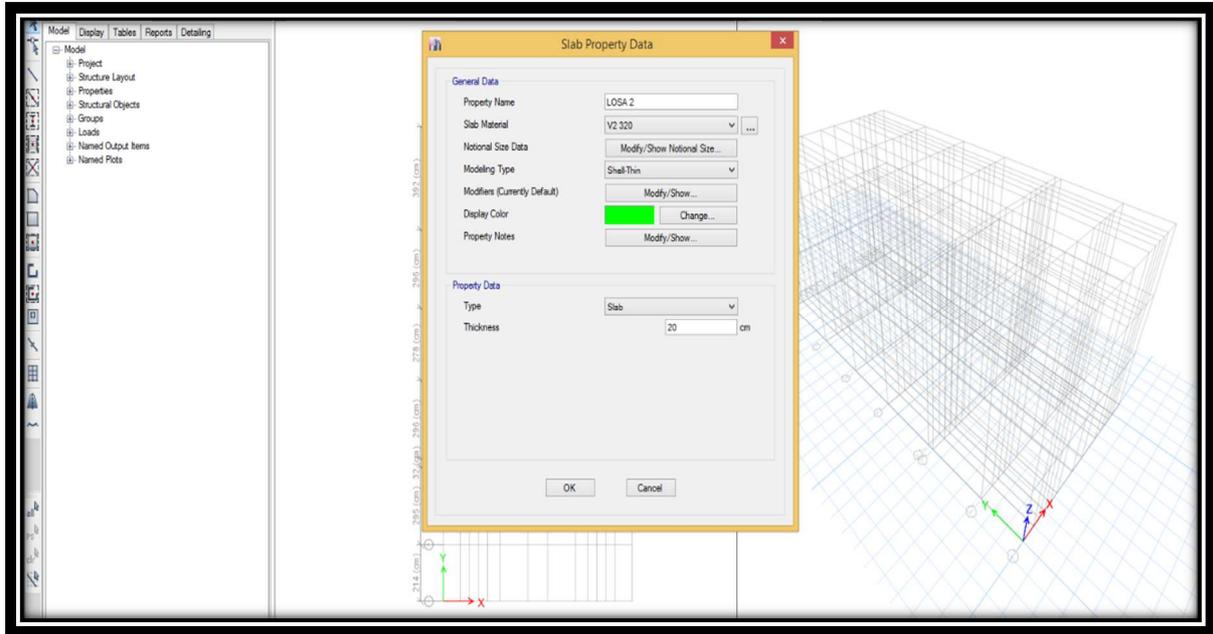


Fig. 42 PROPIEDADES DE LOSAS

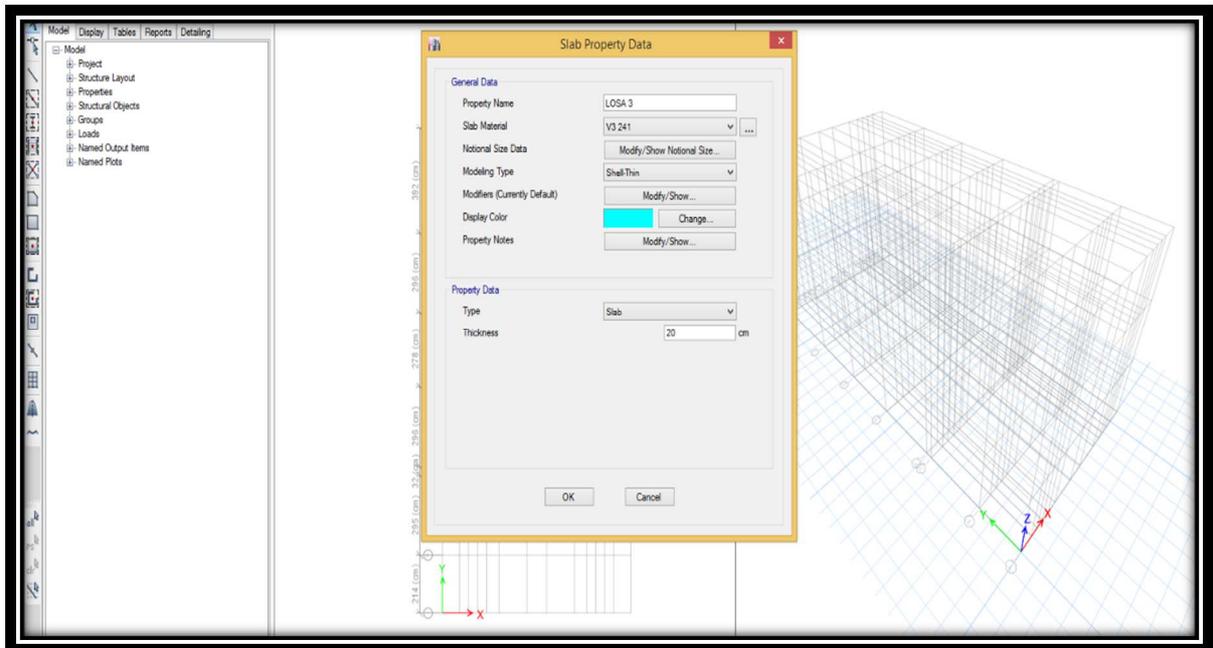


Fig. 43 PROPIEDADES DE LOSAS

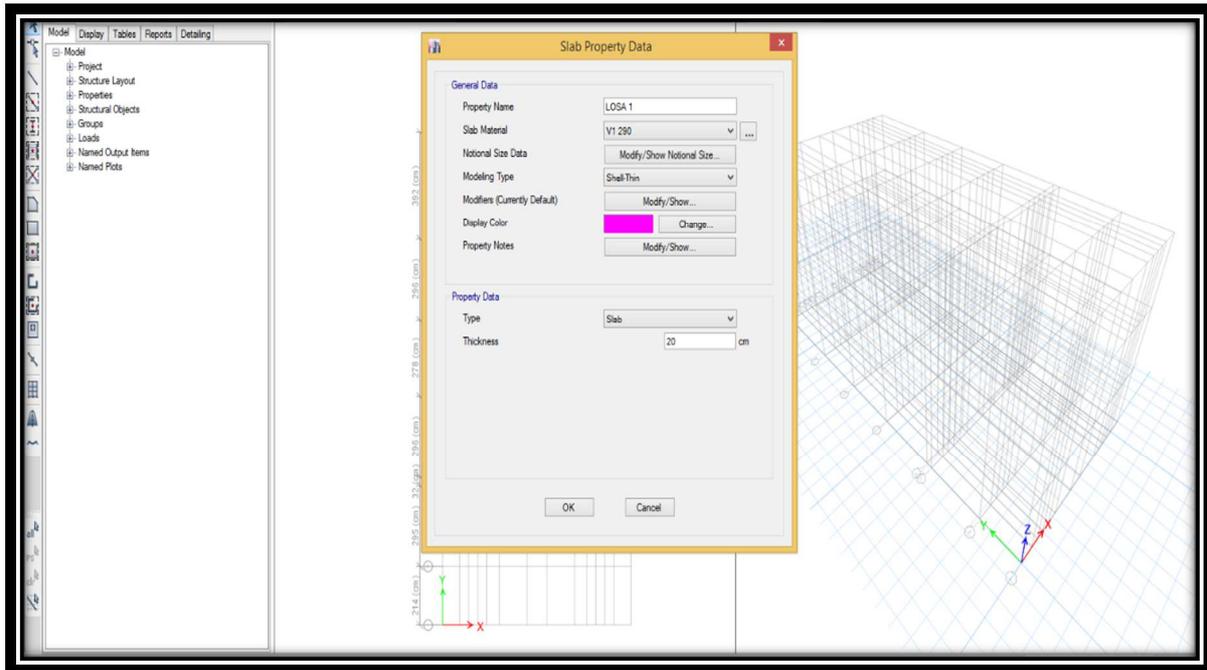


Fig. 44 PROPIEDADES DE LOSAS

3.4.8 NORMATIVA SISMICA

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), el país se encuentra categorizado en 6 zonas sísmicas, de acuerdo al mapa de riesgo sísmico elaborado, la ciudad de Manta se encuentra ubicada en la Zona VI a la cual corresponde un valor de $Z=0.5$ según se puede apreciar en la figura adjunta, constituyéndose en la zona de más alto riesgo sísmico.

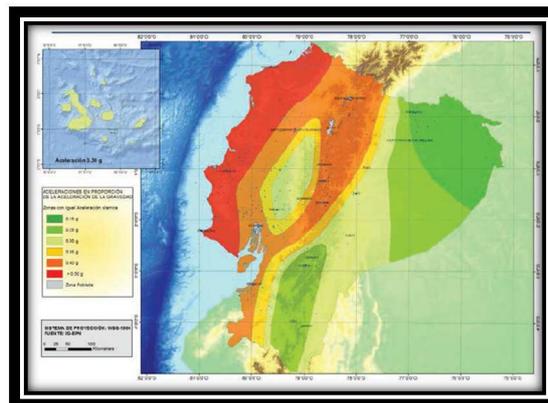


Fig. 45 MAPA PARA DISEÑO SÍSMICO NEC-2015

Otros parámetros que intervienen en el cálculo de las fuerzas sísmicas tienen directa relación con las propiedades y consistencia del suelo y tienen que ver con la siguiente Tabla

que relaciona el tipo de suelo con la velocidad de las ondas sísmicas en una prueba de sísmica de refracción.

Para el caso que nos compete, el perfil del suelo está considerado como un suelo con un tipo E correspondiente a suelos rígidos.

E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

Fig. 46 TIPO DE SUELO

Los factores de amplificación de la onda sísmica F_a , F_d y F_s . tienen relación con el tipo de suelo y con la zonificación sísmica del lugar en el que se encuentran y pueden ser estimados utilizando las siguientes tablas.

Tipo de suelo y factor de sitio F_a . NEC $F_a = 0.85$

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

Fig. 47 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE ZONA SÍSMICA



Tipo de suelo y factor de sitio F_d . NEC $F_d = 1.50$

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

Fig. 48 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE ZONA SÍSMICA

Tipo de suelo y factor de sitio F_s . NEC $F_s = 2.00$

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

Fig. 49 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE ZONA SÍSMICA



3.4.9 Espectro Elástico de Diseño

Para la preparación del Espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad S_a , se utiliza los factores de amplificación indicados arriba, considerando una fracción de amortiguamiento con respecto al crítico de 0.05, el factor de zona sísmica Z y el Periodo T de la estructura empleando las siguientes relaciones:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

En nuestro caso tenemos:

$$r = 1.5 \text{ para suelos tipo E}$$

$$\eta = 1.80 \text{ (provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos)}$$

Con estos parámetros se obtiene el espectro elástico que tiene la siguiente forma:

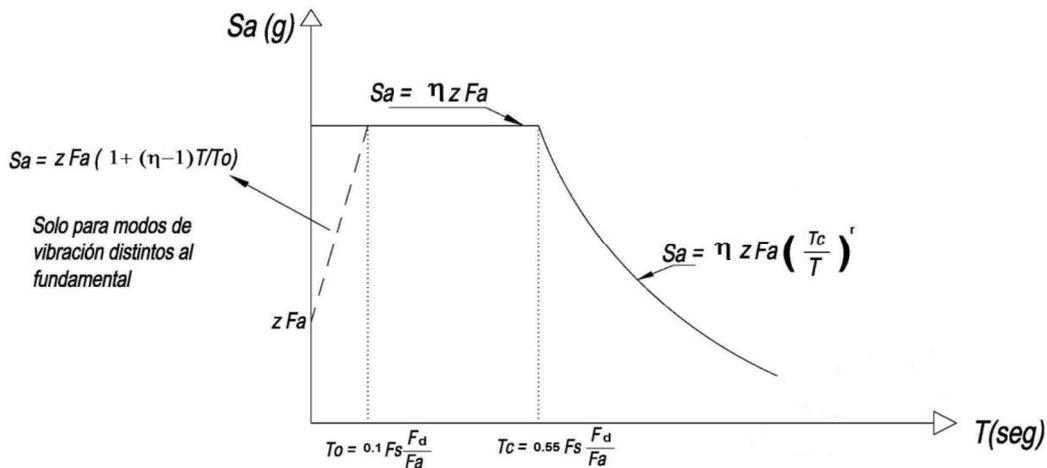


Fig. 50 ESPECTRO DE DISEÑO INELÁSTICO

En la siguiente grafica se indica el grafico del espectro de diseño obtenido para nuestros datos.



3.5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.5.1 DESCRIPCIÓN DEL PROCESO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Para el análisis estructural del proyecto, se contempla un análisis riguroso, que permita evaluar si la capacidad de los elementos estructurales propuestos en el diseño son los adecuados para resistir las condiciones más desfavorables que pueden presentarse durante la vida útil de la estructura.

Como efectos principales se ha considerado solicitaciones debidas a cargas verticales (permanentes y sobrecargas), así como también solicitaciones debidas a sismo (cargas laterales estáticas, análisis modal espectral y torsión en planta).

El análisis y diseño estructural cumple con las especificaciones NEC 2015, American Concrete Institute ACI 318-14.

3.5.2 ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL

Con los requisitos y suposiciones establecidas en el NEC 2015 en lo que respecta a carga vertical, se modelan losas como elementos tipo placa, los mismos que transfieren su peso y sobrecargas a los nervios y éstos a su vez transfieren todas las solicitaciones a las vigas. Quedando modelado en forma eficiente la losa de la estructura.

3.5.3 ANÁLISIS SÍSMICO Y DE TORSIÓN EN PLANTA.

Para este análisis, se siguen los requisitos establecidos en el NEC 2015, el mismo que presenta especificaciones mínimas de cálculo y procedimientos de diseño sismo resistente, para el cortante basal, cálculo de fuerzas horizontales, control de derivas de piso y otros efectos, tales como, deformaciones de segundo orden (efecto P delta) y análisis dinámico modal espectral para el espectro inelástico.



Cabe anotar que en el análisis sísmico se consideran inercias agrietadas en los elementos estructurales de hormigón como lo especifica NEC 2015.

3.5.4 DETERMINACIÓN DEL CORTANTE BASAL

Dónde: Los valores para determinar se presentan en la Tabla 5

Tabla 55 Valores para determinar el Coeficiente.

Parámetro	Descripción	Valor
I	Factor de Importancia	1
W	Carga Reactiva	100%CM
Sa	Aceleración Espectral Elástica para diseño	0.765
R	Factor de Reducción de Respuesta Estructural	6
ϕ_p	Factor de Configuración Estructural en Planta	0.9
ϕ_e	Factor de Configuración Estructural en Elevación	1

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN

Por lo tanto El valor 1 de la casilla Building Height Exp., K, es un coeficiente para la distribución de las fuerzas de sismos en los centros de masas de los pisos de la estructura.



El coeficiente está relacionado con el periodo de vibración de la estructura, se evalúa de la siguiente manera:

Para valores de $T \leq 0.5$ seg, $k=1$

Para valores $0.5 \text{ seg} \leq T \leq 2.5 \text{ seg}$, $k=0.75+0.50T$

Para valores $T > 2.5 \text{ seg}$, $k=2$

El periodo de vibración de la estructura se lo puede calcular de manera aproximada con la siguiente expresión:

Para pórticos espaciales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.055$ y $\alpha = 0.9$

El periodo máximo de vibración de la estructura se lo corrige según la NEC 2015, mayorando el periodo de vibración calculado en un 30%, cabe recalcar que el periodo fundamental de la estructura debe ser menor a este.

Debido a que el valor de T es menor que 0.5 el valor de k se puede seleccionar 1.

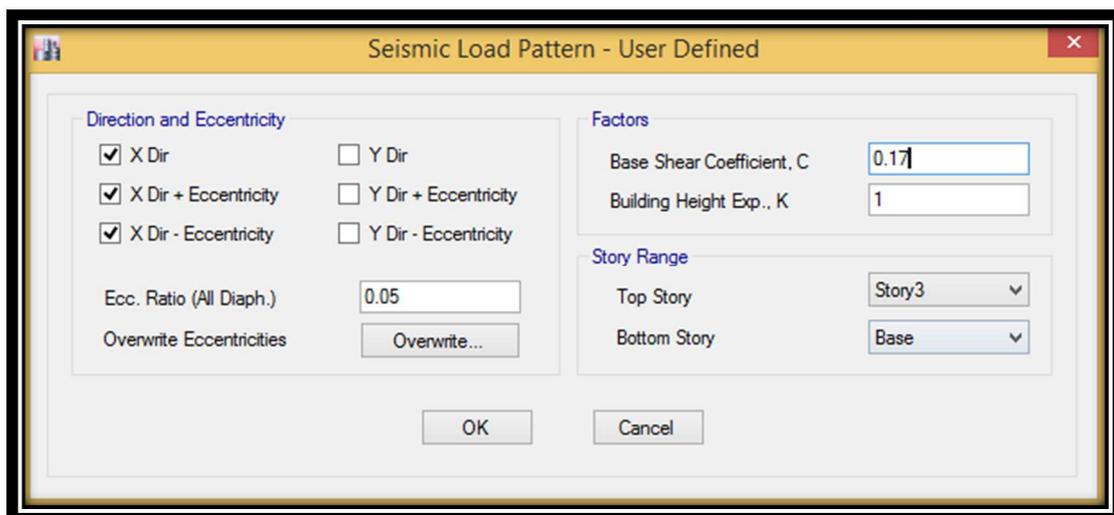


FIG 51 CARGA SISMICA



3.5.5 DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Las nuevas versiones del programa ETABS traen incorporado el capítulo de peligro sísmico de la NEC 2015, por lo cual solo hay que ingresar los datos necesarios para que el Espectro de diseño se genere, lo cual se lo muestra en la siguiente figura.

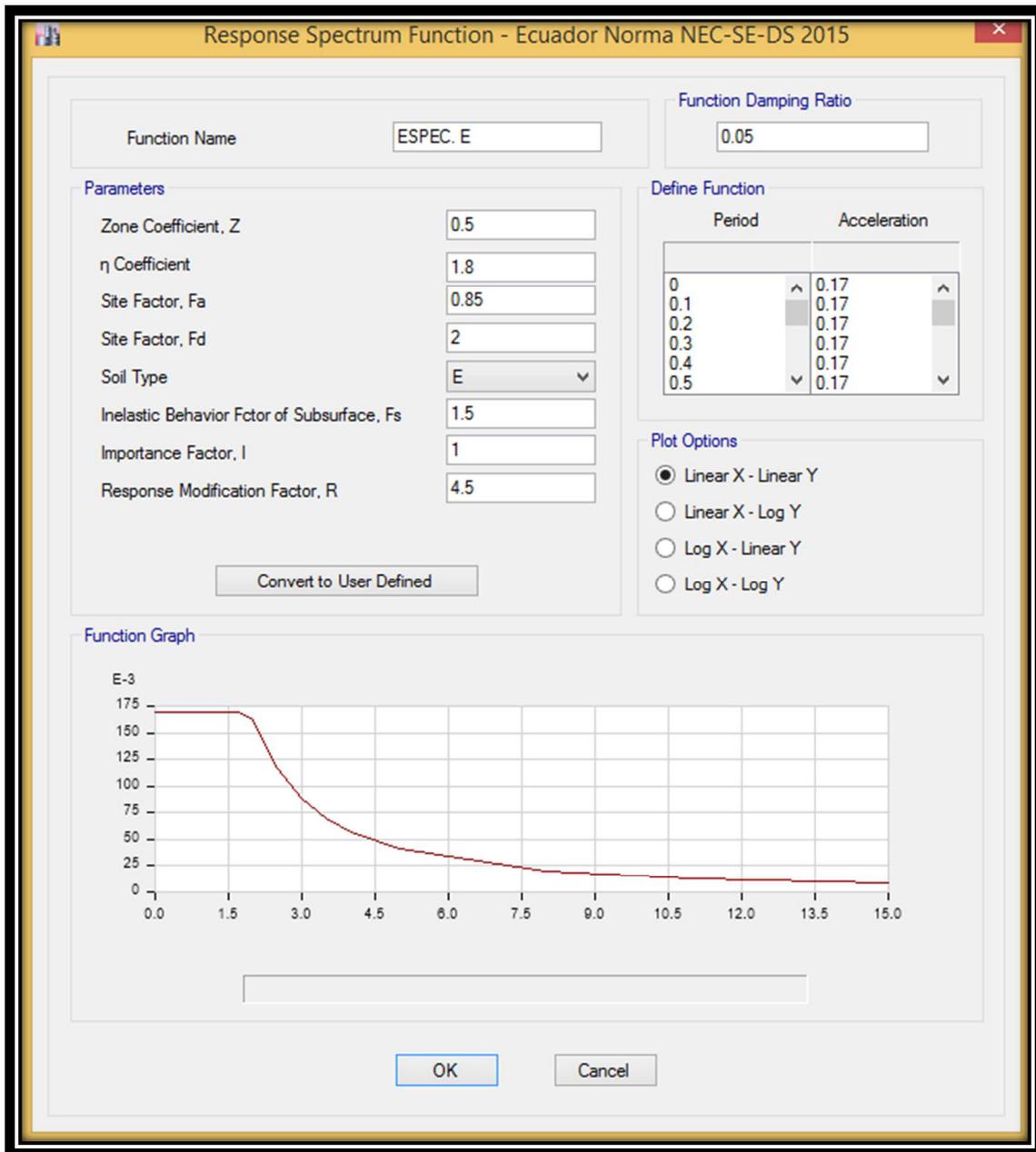


Fig. 52 DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

En la Figura anterior se ingresó como valor $R=4.5$, en realidad el valor es 5 pero el mismo esta multiplicado por el factor de irregularidad en planta 0.9.



3.6 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL

3.6.1 CONTROL DE DERIVAS DE PISO MÁXIMAS EN PÓRTICOS X y Y.

3.6.2 DERIVA DE PÓRTICO EN SENTIDO X.

El control de las derivas de piso se la realiza para controlar el daño que se puede producir en una estructura por desplazamientos excesivos.

En la figura de la parte inferior se muestra la máxima deriva debido al sismo en x. El valor es $\text{Drift}=0.0107$ se lo reemplaza en la siguiente ecuación para obtener la deriva inelástica que tiene que ser menor que el 2%.

De la ecuación anterior se obtiene: $\Delta=0.75*5*0.0107*100=4.01\%$, por lo tanto, NO cumple con la exigencia del código.

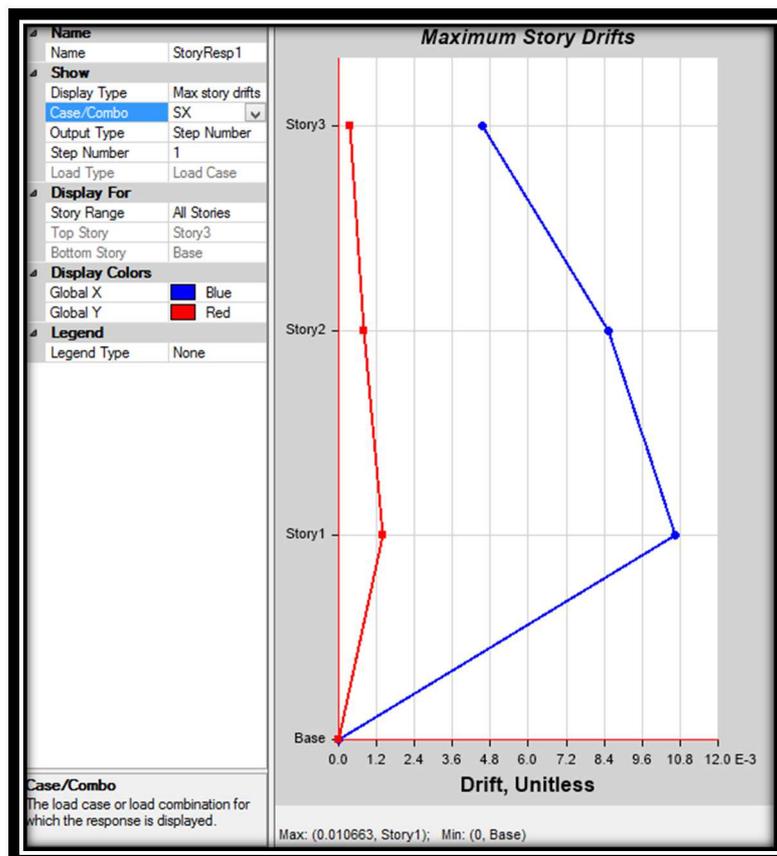


Fig. 53 DERIVAS EN SENTIDO X



3.6.3 DERIVA DE PÓRTICO EN SENTIDO Y.

El control de la deriva d piso se la realiza para controlar el daño que se puede producir en una estructura por desplazamientos excesivos.

En la figura de la parte inferior se muestra la máxima deriva debida al sismo en y. El valor es $Drift=0.0067$ se lo remplaza en la siguiente ecuación para obtener la deriva inelástica que tiene que ser menor que el 2%.

De la ecuación anterior se obtiene: $\Delta=0.75*5*0.0067*100=2.51\%$, por lo tanto NO cumple con la exigencia del código.

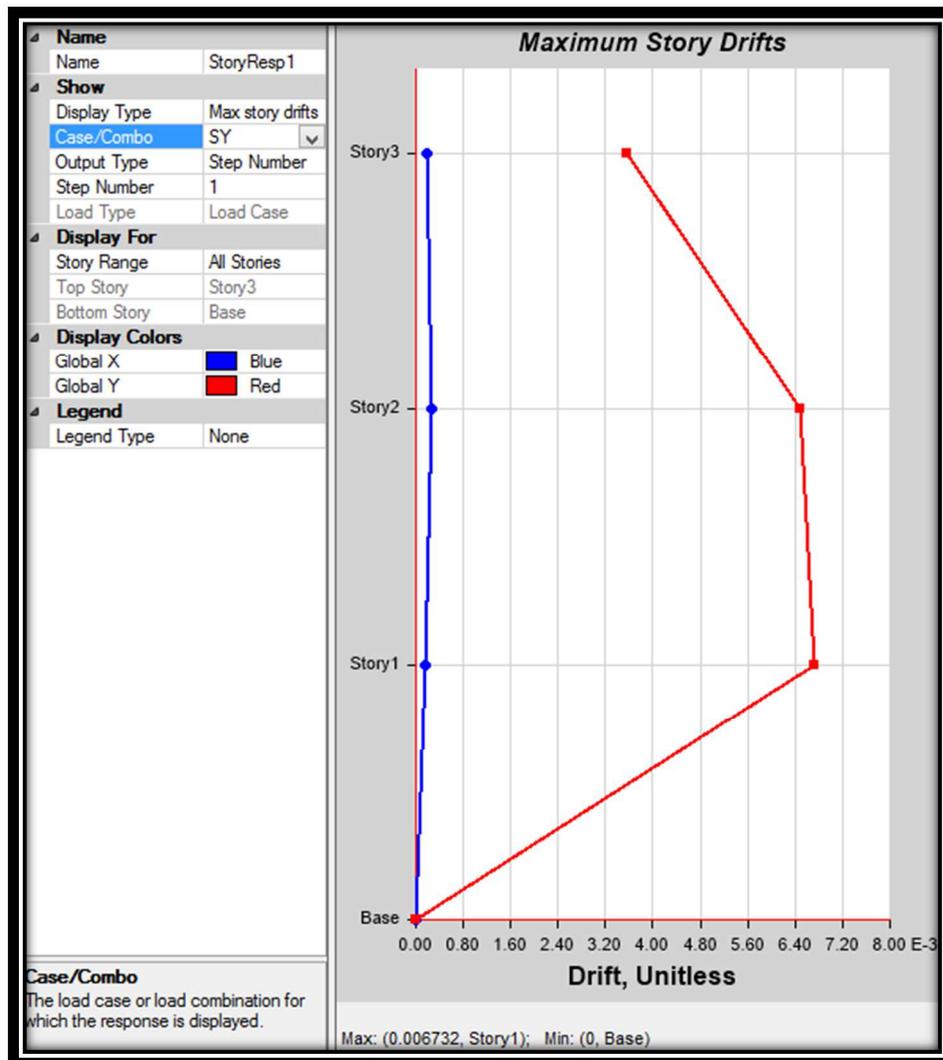


Fig. 54 DERIVAS EN SENTIDO Y



3.6.4 CONTROL DE PERIODOS DE VIBRACIÓN

Se recomienda analizar los dos primeros modos de vibración, ya que en estos dos modos se verificará que más del 70% de la masa participa en correspondiente dirección predominante con una rotación menor e igual del 10%, es decir se verifica que la estructura tenga un movimiento traslacional y por ningún motivo torsión, de esta manera se evita la llamada torsión en planta que puede llevar al colapso del edificio durante un sismo.

En la tabla de la parte inferior se muestra el modo, periodo y la participación de las masas en la misma.

Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ
		sec			
Modal	1	1.007	55.40%	0.05%	36.04%
Modal	2	0.9	0.31%	88.25%	1.13%
Modal	3	0.826	33.92%	1.44%	53.47%
Modal	4	0.346	4.55%	1.46%	2.89%
Modal	5	0.303	0.03%	8.63%	0.05%
Modal	6	0.274	4.13%	0.05%	5.14%
Modal	7	0.228	0.69%	0.00%	0.34%
Modal	8	0.193	1.98%	1.58%	2.17%
Modal	9	0.171	0.97%	0.17%	0.93%

Fig. 55 CONTROL DE LOS PERIODOS DE VIBRACIÓN



En la Tabla anterior se puede observar que la estructura NO cumple con los requisitos para que se produzca traslación en X y Y en los dos primeros modos, evitando así los problemas de torsión en planta.

3.7 DISEÑO ESTRUCTURAL

3.7.1 ANÁLISIS COMBINADO DE ESTADOS DE CARGA

En la fase de inicial del análisis estructural, una vez que se ha obtenido un modelo satisfactorio. Se determinan los momentos, cortantes, axiales en los elementos estructurales para los diversos estados de carga. En la fase de diseño estructural, se procede a emplear combinaciones de cargas factor izadas (mayoradas), de acuerdo a lo establecido en el ACI 318-14.

El dimensionado y cálculo del acero de refuerzo para cada uno de los elementos estructurales de hormigón se lo realiza utilizando la teoría de última resistencia, para lo cual se utilizan las siguientes combinaciones de carga según corresponda:

1. $1.4 D$

2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

3. $1.2 D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$

4. $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

5. $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$

6. $0.9 D + 1.0 W$

7. $0.9 D + 1.0 E$



Todas estas combinaciones se ingresan en el modelo realizado en ETABS y se pide al programa la envolvente para trabajar con los valores correspondientes a las combinaciones críticas.

Factores de Reducción de Resistencia

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento, sus conexiones con otros elementos, así como sus secciones transversales, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, se toma como la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones establecidas en el código multiplicado por los factores ϕ de reducción de resistencia:

Secciones controladas por tracción $\phi = 0.90$

Secciones controladas por compresión:

a) Elementos con refuerzo en espiral $\phi = 0.70$

b) Otros elementos reforzados $\phi = 0.65$

Cortante y torsión $\phi = 0.75$

Aplastamiento en el concreto $\phi = 0.65$

3.7.2 METODOLOGÍA DEL DISEÑO

Todos los elementos estructurales se diseñan utilizando el Método de la Resistencia Última.



Para determinar los esfuerzos internos de los elementos estructurales, fue necesario el uso del programa de computación ETABS V16.0.2. El cual analiza la estructura tridimensionalmente.

El programa calcula inicialmente la matriz de rigidez, considerando losas como elementos finitos.

Para la obtención de las fuerzas sísmicas de diseño se utilizó el método de Análisis Estático Y Modal Espectral.

Para el caso de la flexión se utilizó la siguiente expresión:

$$Mu = \phi b d^2 f'c \omega (1 - 0,59\omega)$$

Obteniendo los peraltes necesarios y acero de refuerzo para las vigas y para losas.

En ningún caso el refuerzo de los elementos estructurales debe ser menor que el acero mínimo propuesto por la NEC-2015 dado por la siguiente fórmula:

$$As_{min.} = 0,0033 \times b \times d$$

Para el diseño cortante en vigas y losas se utilizó la siguiente expresión:

$$Vc = 0,53 \sqrt{f'c} \times b \times d$$

Donde el cortante necesario es:

$$Vs = Vu - Vc$$

Verificando que:

$$Vs < Vc$$

En los casos necesarios se utilizó para refuerzo de estribos la expresión:

$$s = \frac{Av \times f_{yest.} \times d}{Vs} \quad \text{No mayor que: } \frac{d}{2}$$

En los casos no necesarios se aplicó el acero de refuerzo mínimo según el ACI 318 - 14

$$A_v = \frac{3,5bs}{f_{yest.}}$$

3.8 DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS

Para el diseño de vigas, columnas y en general cualquier elemento tipo, se siguen las disposiciones del código ACI 318-08

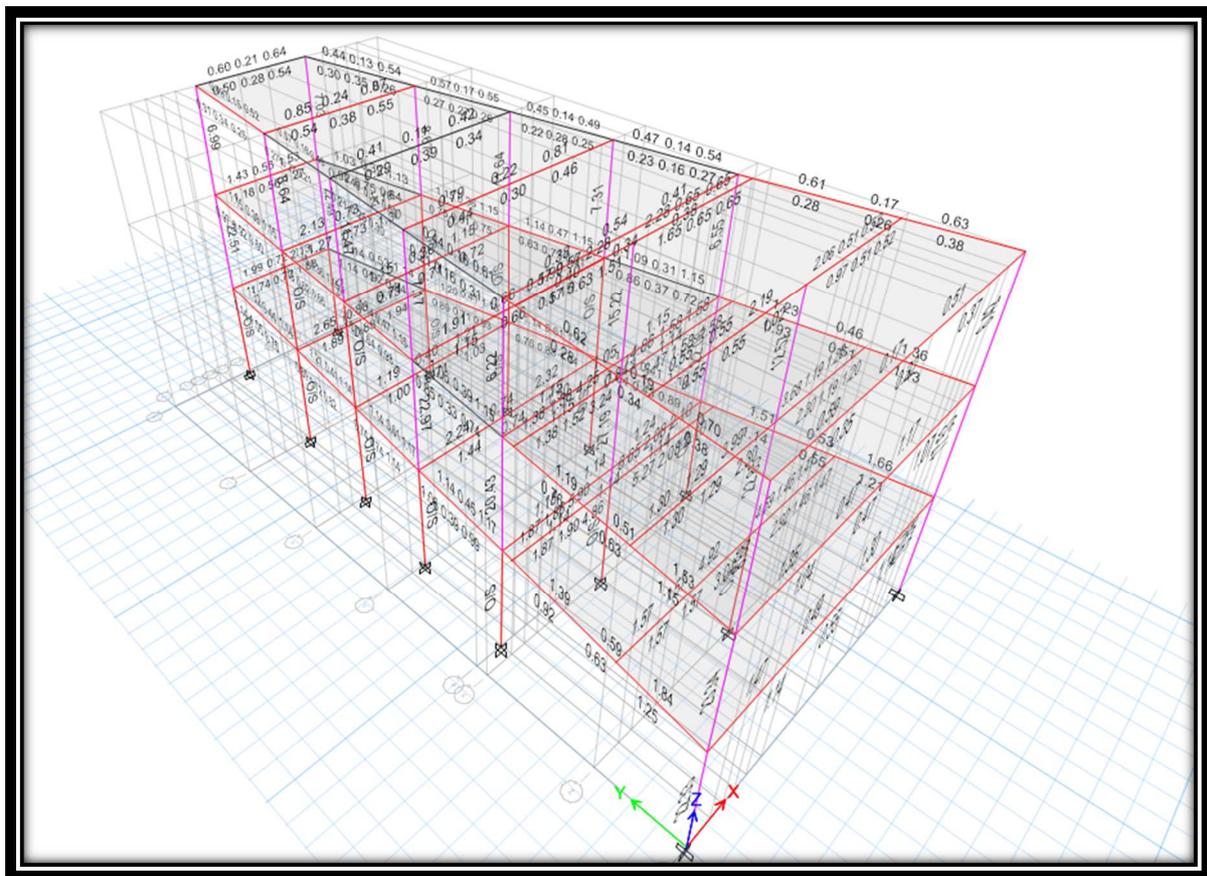


Fig. 56 DISEÑO DE COLUMNAS Y VIGAS

3.8.1 DISEÑO VIGAS

La sección de acero de refuerzo de las vigas se ha limitado, como valor máximo a

$A_s = 0.0112 \times b \times d$ ($f'c = \text{VARIABLE SEGÚN EL ELEMENTO Kg/cm}^2$), y como valor mínimo a $A_s = (14/f_y) \times b \times d$.



El diseño de las secciones mínimas de acero longitudinal y transversal en las vigas cumple con los requerimientos establecidos en las disposiciones especiales para diseño sismo resistente. Las armaduras diseñadas cubren la posibilidad de inversión de momentos durante la acción de un sismo.

ETABS 2016 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Beam Section Design

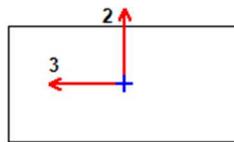


Fig. 57 DISEÑO DE VIGAS

Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	B18	100	V1 40X20	DCon12	284.436	304.436	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	bf (cm)	ds (cm)	dct (cm)	dcb (cm)
40	20	40	0	3	3



LUIS CEBALLOS CANTOS

Material Properties

E_c (N/cm ²)	f'_c (N/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (N/cm ²)	f_{ys} (N/cm ²)
2521718.65	2843.93	1	41187.93	41187.93

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, Mu3

	Design -Moment N-cm	Design +Moment N-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-90244.19		0.16	0	0.21	0.21
Bottom (-2 Axis)		45122.1	0	0.08	0.11	0.11

Shear Force and Reinforcement for Shear, Vu2

Shear V_{u2} N	Shear ΦV_c N	Shear ΦV_s N	Shear V_p N	Rebar A_v/S cm ² /cm
O/S #45	0	0	17446.08	0

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, Tu

Φ^*T_u N-cm	T_{th} N-cm	T_{cr} N-cm	Area A_o cm ²	Perimeter, p_h cm	Rebar A_t/S cm ² /cm	Rebar A_l cm ²
2146382.72	176617.42	706469.67	293.8	84.44	0.1183	9.99

O/S #45 Shear stress due to shear force and torsion together exceeds maximum allowed



3.8.2 DISEÑO COLUMNAS

Las columnas han sido diseñadas para la combinación más crítica de cargas considerando, simultáneamente, los efectos de carga axial y de momentos bi-axiales (momentos actuando simultáneamente en las dos direcciones ortogonales) que actúan sobre la sección transversal de una columna.

La cuantía mínima de acero utilizada en las columnas es del 1% de acuerdo a las recomendaciones del ACI y el Código Ecuatoriano de la Construcción para diseño sismo-resistente.

Para garantizar el adecuado confinamiento de la columna con los estribos rectangulares en las secciones críticas a flexo-compresión, extremo superior e inferior de la columna, se considera el área mínima de refuerzo transversal.

ETABS 2016 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design

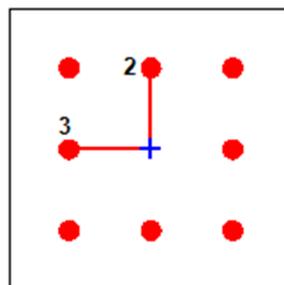


Fig. 58 DISEÑO DE COLUMNAS

Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	C3	72	C1 20X20	DCon10	0	300	0.847	Sway Special



LUIS CEBALLOS CANTOS

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
20	20	4.2	1.23

Material Properties

E_c (N/cm ²)	f'_c (N/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (N/cm ²)	f_{ys} (N/cm ²)
2274854.55	2314.37	1	41187.93	41187.93

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}	Ω_0
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	2

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u N	Design M_{u2} N-cm	Design M_{u3} N-cm	Minimum M2 N-cm	Minimum M3 N-cm	Rebar Area cm ²	Rebar % %
252125.69	-535514.96	-3074098.39	535514.96	535514.96	24.45(O/S #2)	6.11(O/S #2)

Axial Force and Biaxial Moment Factors

	C_m Factor Unitless	δ_{ms} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Effective Length cm
Major Bend(M3)	0.270651	1	1	1	280
Minor Bend(M2)	0.398798	1	1	1	280

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u N	Shear ΦV_c N	Shear ΦV_s N	Shear ΦV_p N	Rebar A_v/s cm ² /cm
Major, V_{u2}	20018.65	22072.01	6618.97	4110.04	0.0167
Minor, V_{u3}	6615.98	27590.01	0	6615.98	0

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Force N	Shear $V_{u,Top}$ N	Shear $V_{u,Tot}$ N	Shear ΦV_c N	Joint Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear, V_{u3}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A



(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/A	N/A

O/S #2 Reinforcing required exceeds maximum allowed

Notes:

N/A: Not Applicable

N/C: Not Calculated

N/N: Not Needed



CAPITULO 4

4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LA EDIFICACIÓN.

Habiendo realizado el respectivo análisis de la estructura existente podemos denotar que la estructura no está en condiciones de ser habitable debido a que existe alto riesgo sísmico en la provincia de Manabí por lo que esta edificación debería ser demolida totalmente no existe seguridad al existir excesiva corrosión en el hierro por la longevidad de la estructura y no tenemos elementos estructurales con suficiente ductilidad para que esta edificación permanezca.

Observamos en la tabla que nos provee el ETABS en las páginas 130 y 131 que las derivas en sentido X y Y nos indica las fallas que hubo en las columnas existentes de los diferentes ejes principalmente en las columnas de los A1-A6. Por su forma geométrica también podemos expresar que hubo incidencia en las fallas de la edificación.

Los asentamientos pudimos comprobarlos en el eje Y tenemos 8 cm de asentamiento y en el eje X tenemos 2cm y la columna A1` con un pandeo de 5 cm.



Tabla 56.- Comparativa entre las derivas de la edificación y la NEC-2015

PISOS			CARGAS	DERIVAS X	DERIVAS Y	DERIVA NEC.2015	DETERMINAR
Story3	1	2	Dead	1.8E-05	3E-05	0.02	No cumple
Story3	1	2	Live	3E-06	6E-06	0.02	No cumple
Story3	1	2	CUBIERTA	1E-06	1E-06	0.02	No cumple
Story3	1	2	SOBRE CARGA	8E-06	1.5E-05	0.02	No cumple
Story3	1	2	SX 1	0.003333	0.000371	0.02	No cumple
Story3	1	2	SX 2	0.003333	0.000371	0.02	No cumple
Story3	1	2	SX 3	0.003333	0.000371	0.02	No cumple
Story3	1	2	SY 1	0.00018	0.003473	0.02	No cumple
Story3	1	2	SY 2	0.00018	0.003473	0.02	No cumple
Story3	1	2	SY 3	0.00018	0.003473	0.02	No cumple
Story3	2	4	Dead	1.8E-05	4.9E-05	0.02	No cumple
Story3	2	4	Live	3E-06	9E-06	0.02	No cumple
Story3	2	4	CUBIERTA	1E-06	3E-06	0.02	No cumple
Story3	2	4	SOBRE CARGA	8E-06	2.3E-05	0.02	No cumple
Story3	2	4	SX 1	0.003333	0.000185	0.02	No cumple
Story3	2	4	SX 2	0.003333	0.000185	0.02	No cumple
Story3	2	4	SX 3	0.003333	0.000185	0.02	No cumple
Story3	2	4	SY 1	0.000181	0.00357	0.02	No cumple
Story3	2	4	SY 2	0.000181	0.00357	0.02	No cumple
Story3	2	4	SY 3	0.000181	0.00357	0.02	No cumple
Story3	3	6	Dead	6E-06	3.3E-05	0.02	No cumple
Story3	3	6	Live	1E-06	6E-06	0.02	No cumple
Story3	3	6	CUBIERTA	3.017E-07	2E-06	0.02	No cumple
Story3	3	6	SOBRE CARGA	3E-06	1.5E-05	0.02	No cumple
Story3	3	6	SX 1	0.003693	0.000322	0.02	No cumple
Story3	3	6	SX 2	0.003693	0.000322	0.02	No cumple
Story3	3	6	SX 3	0.003693	0.000322	0.02	No cumple
Story3	3	6	SY 1	0.000118	0.003482	0.02	No cumple
Story3	3	6	SY 2	0.000118	0.003482	0.02	No cumple
Story3	3	6	SY 3	0.000118	0.003482	0.02	No cumple
Story3	4	8	Dead	1E-06	3.4E-05	0.02	No cumple
Story3	4	8	Live	1.115E-07	6E-06	0.02	No cumple
Story3	4	8	CUBIERTA	2.146E-07	2E-06	0.02	No cumple
Story3	4	8	SOBRE CARGA	1.723E-07	1.6E-05	0.02	No cumple
Story3	4	8	SX 1	0.00389	0.000295	0.02	No cumple
Story3	4	8	SX 2	0.00389	0.000295	0.02	No cumple
Story3	4	8	SX 3	0.00389	0.000295	0.02	No cumple
Story3	4	8	SY 1	8.4E-05	0.003486	0.02	No cumple
Story3	4	8	SY 2	8.4E-05	0.003486	0.02	No cumple
Story3	4	8	SY 3	8.4E-05	0.003486	0.02	No cumple
Story3	5	10	Dead	7E-06	3.5E-05	0.02	No cumple
Story3	5	10	Live	1E-06	6E-06	0.02	No cumple
Story3	5	10	CUBIERTA	1E-06	2E-06	0.02	No cumple
Story3	5	10	SOBRE CARGA	3E-06	1.6E-05	0.02	No cumple



LUIS CEBALLOS CANTOS

Story3	5	10	SX 1	0.004075	0.000268	0.02	No cumple
Story3	5	10	SX 2	0.004075	0.000268	0.02	No cumple
Story3	5	10	SX 3	0.004075	0.000268	0.02	No cumple
Story3	5	10	SY 1	5.2E-05	0.003491	0.02	No cumple
Story3	5	10	SY 2	5.2E-05	0.003491	0.02	No cumple
Story3	5	10	SY 3	5.2E-05	0.003491	0.02	No cumple
Story3	6	12	Dead	1.4E-05	3.6E-05	0.02	No cumple
Story3	6	12	Live	2E-06	7E-06	0.02	No cumple
Story3	6	12	CUBIERTA	1E-06	2E-06	0.02	No cumple
Story3	6	12	SOBRE CARGA	6E-06	1.7E-05	0.02	No cumple
Story3	6	12	SX 1	0.004272	0.000242	0.02	No cumple
Story3	6	12	SX 2	0.004272	0.000242	0.02	No cumple
Story3	6	12	SX 3	0.004272	0.000242	0.02	No cumple
Story3	6	12	SY 1	1.8E-05	0.003495	0.02	No cumple
Story3	6	12	SY 2	1.8E-05	0.003495	0.02	No cumple
Story3	6	12	SY 3	1.8E-05	0.003495	0.02	No cumple
Story3	7	14	Dead	2.2E-05	3.7E-05	0.02	No cumple
Story3	7	14	Live	3E-06	7E-06	0.02	No cumple
Story3	7	14	CUBIERTA	2E-06	2E-06	0.02	No cumple
Story3	7	14	SOBRE CARGA	1E-05	1.7E-05	0.02	No cumple
Story3	7	14	SX 1	0.004534	0.000205	0.02	No cumple
Story3	7	14	SX 2	0.004534	0.000205	0.02	No cumple
Story3	7	14	SX 3	0.004534	0.000205	0.02	No cumple
Story3	7	14	SY 1	2.7E-05	0.003501	0.02	No cumple
Story3	7	14	SY 2	2.7E-05	0.003501	0.02	No cumple
Story3	7	14	SY 3	2.7E-05	0.003501	0.02	No cumple
Story3	8	16	Dead	2.2E-05	4.4E-05	0.02	No cumple
Story3	8	16	Live	3E-06	8E-06	0.02	No cumple
Story3	8	16	CUBIERTA	2E-06	2E-06	0.02	No cumple
Story3	8	16	SOBRE CARGA	1E-05	2.1E-05	0.02	No cumple
Story3	8	16	SX 1	0.004534	1.9E-05	0.02	No cumple
Story3	8	16	SX 2	0.004534	1.9E-05	0.02	No cumple
Story3	8	16	SX 3	0.004534	1.9E-05	0.02	No cumple
Story3	8	16	SY 1	2.7E-05	0.00354	0.02	No cumple
Story3	8	16	SY 2	2.7E-05	0.00354	0.02	No cumple
Story3	8	16	SY 3	2.7E-05	0.00354	0.02	No cumple
Story3	9	18	Dead	1.3E-05	4.5E-05	0.02	No cumple
Story3	9	18	Live	2E-06	8E-06	0.02	No cumple
Story3	9	18	CUBIERTA	1E-06	3E-06	0.02	No cumple
Story3	9	18	SOBRE CARGA	6E-06	2.1E-05	0.02	No cumple
Story3	9	18	SX 1	0.004272	5.6E-05	0.02	No cumple
Story3	9	18	SX 2	0.004272	5.6E-05	0.02	No cumple
Story3	9	18	SX 3	0.004272	5.6E-05	0.02	No cumple
Story3	9	18	SY 1	1.8E-05	0.003546	0.02	No cumple
Story3	9	18	SY 2	1.8E-05	0.003546	0.02	No cumple
Story3	9	18	SY 3	1.8E-05	0.003546	0.02	No cumple
Story3	10	20	Dead	6E-06	4.6E-05	0.02	No cumple



LUIS CEBALLOS CANTOS

Story3	10	20	Live	1E-06	8E-06	0.02	No cumple
Story3	10	20	CUBIERTA	1E-06	3E-06	0.02	No cumple
Story3	10	20	SOBRE CARGA	3E-06	2.1E-05	0.02	No cumple
Story3	10	20	SX 1	0.004075	8.2E-05	0.02	No cumple
Story3	10	20	SX 2	0.004075	8.2E-05	0.02	No cumple
Story3	10	20	SX 3	0.004075	8.2E-05	0.02	No cumple
Story3	10	20	SY 1	5.2E-05	0.003551	0.02	No cumple
Story3	10	20	SY 2	5.2E-05	0.003551	0.02	No cumple
Story3	10	20	SY 3	5.2E-05	0.003551	0.02	No cumple
Story3	11	22	Dead	3.474E-07	4.7E-05	0.02	No cumple
Story3	11	22	Live	8.251E-08	8E-06	0.02	No cumple
Story3	11	22	CUBIERTA	1.063E-07	3E-06	0.02	No cumple
Story3	11	22	SOBRE CARGA	2.989E-08	2.2E-05	0.02	No cumple
Story3	11	22	SX 1	0.00389	0.000109	0.02	No cumple
Story3	11	22	SX 2	0.00389	0.000109	0.02	No cumple
Story3	11	22	SX 3	0.00389	0.000109	0.02	No cumple
Story3	11	22	SY 1	8.4E-05	0.003556	0.02	No cumple
Story3	11	22	SY 2	8.4E-05	0.003556	0.02	No cumple
Story3	11	22	SY 3	8.4E-05	0.003556	0.02	No cumple
Story3	12	24	Dead	6E-06	4.8E-05	0.02	No cumple
Story3	12	24	Live	1E-06	8E-06	0.02	No cumple
Story3	12	24	CUBIERTA	3.438E-07	3E-06	0.02	No cumple
Story3	12	24	SOBRE CARGA	3E-06	2.2E-05	0.02	No cumple
Story3	12	24	SX 1	0.003693	0.000135	0.02	No cumple
Story3	12	24	SX 2	0.003693	0.000135	0.02	No cumple
Story3	12	24	SX 3	0.003693	0.000135	0.02	No cumple
Story3	12	24	SY 1	0.000118	0.003561	0.02	No cumple
Story3	12	24	SY 2	0.000118	0.003561	0.02	No cumple
Story3	12	24	SY 3	0.000118	0.003561	0.02	No cumple
Story3	13	26	Dead	6E-06	3.9E-05	0.02	No cumple
Story3	13	26	Live	1E-06	7E-06	0.02	No cumple
Story3	13	26	CUBIERTA	3.623E-07	2E-06	0.02	No cumple
Story3	13	26	SOBRE CARGA	3E-06	1.8E-05	0.02	No cumple
Story3	13	26	SX 1	0.003672	0.000122	0.02	No cumple
Story3	13	26	SX 2	0.003672	0.000122	0.02	No cumple
Story3	13	26	SX 3	0.003672	0.000122	0.02	No cumple
Story3	13	26	SY 1	0.000122	0.003516	0.02	No cumple
Story3	13	26	SY 2	0.000122	0.003516	0.02	No cumple
Story3	13	26	SY 3	0.000122	0.003516	0.02	No cumple
Story3	14	28	Dead	1.3E-05	4.1E-05	0.02	No cumple
Story3	14	28	Live	2E-06	7E-06	0.02	No cumple
Story3	14	28	CUBIERTA	1E-06	2E-06	0.02	No cumple
Story3	14	28	SOBRE CARGA	6E-06	1.9E-05	0.02	No cumple
Story3	14	28	SX 1	0.003475	6.4E-05	0.02	No cumple
Story3	14	28	SX 2	0.003475	6.4E-05	0.02	No cumple
Story3	14	28	SX 3	0.003475	6.4E-05	0.02	No cumple
Story3	14	28	SY 1	0.000156	0.003526	0.02	No cumple



LUIS CEBALLOS CANTOS

Story3	14	28	SY 2	0.000156	0.003526	0.02	No cumple
Story3	14	28	SY 3	0.000156	0.003526	0.02	No cumple
Story2	1	1	Dead	1.6E-05	3.2E-05	0.02	No cumple
Story2	1	1	Live	6E-06	1E-05	0.02	No cumple
Story2	1	1	CUBIERTA	5.495E-08	2.24E-07	0.02	No cumple
Story2	1	1	SOBRE CARGA	1.2E-05	2.1E-05	0.02	No cumple
Story2	1	1	SX 1	0.005718	0.000794	0.02	No cumple
Story2	1	1	SX 2	0.005718	0.000794	0.02	No cumple
Story2	1	1	SX 3	0.005718	0.000794	0.02	No cumple
Story2	1	1	SY 1	0.000269	0.006341	0.02	No cumple
Story2	1	1	SY 2	0.000269	0.006341	0.02	No cumple
Story2	1	1	SY 3	0.000269	0.006341	0.02	No cumple
Story2	2	3	Dead	1.6E-05	4.8E-05	0.02	No cumple
Story2	2	3	Live	6E-06	1.6E-05	0.02	No cumple
Story2	2	3	CUBIERTA	5.707E-09	2.177E-07	0.02	No cumple
Story2	2	3	SOBRE CARGA	1.2E-05	3.3E-05	0.02	No cumple
Story2	2	3	SX 1	0.005718	0.000521	0.02	No cumple
Story2	2	3	SX 2	0.005718	0.000521	0.02	No cumple
Story2	2	3	SX 3	0.005718	0.000521	0.02	No cumple
Story2	2	3	SY 1	0.000269	0.006486	0.02	No cumple
Story2	2	3	SY 2	0.000269	0.006486	0.02	No cumple
Story2	2	3	SY 3	0.000269	0.006486	0.02	No cumple
Story2	3	5	Dead	6E-06	3.4E-05	0.02	No cumple
Story2	3	5	Live	2E-06	1.1E-05	0.02	No cumple
Story2	3	5	CUBIERTA	3.424E-08	1.914E-07	0.02	No cumple
Story2	3	5	SOBRE CARGA	4E-06	2.2E-05	0.02	No cumple
Story2	3	5	SX 1	0.006569	0.000675	0.02	No cumple
Story2	3	5	SX 2	0.006569	0.000675	0.02	No cumple
Story2	3	5	SX 3	0.006569	0.000675	0.02	No cumple
Story2	3	5	SY 1	0.000175	0.006354	0.02	No cumple
Story2	3	5	SY 2	0.000175	0.006354	0.02	No cumple
Story2	3	5	SY 3	0.000175	0.006354	0.02	No cumple
Story2	4	7	Dead	3.33E-07	3.4E-05	0.02	No cumple
Story2	4	7	Live	1.805E-08	1.1E-05	0.02	No cumple
Story2	4	7	CUBIERTA	4.507E-08	1.855E-07	0.02	No cumple
Story2	4	7	SOBRE CARGA	4.708E-08	2.3E-05	0.02	No cumple
Story2	4	7	SX 1	0.007033	0.000611	0.02	No cumple
Story2	4	7	SX 2	0.007033	0.000611	0.02	No cumple
Story2	4	7	SX 3	0.007033	0.000611	0.02	No cumple
Story2	4	7	SY 1	0.000124	0.00636	0.02	No cumple
Story2	4	7	SY 2	0.000124	0.00636	0.02	No cumple
Story2	4	7	SY 3	0.000124	0.00636	0.02	No cumple
Story2	5	9	Dead	5E-06	3.5E-05	0.02	No cumple
Story2	5	9	Live	2E-06	1.1E-05	0.02	No cumple
Story2	5	9	CUBIERTA	2.793E-08	1.698E-07	0.02	No cumple
Story2	5	9	SOBRE CARGA	4E-06	2.4E-05	0.02	No cumple
Story2	5	9	SX 1	0.007468	0.000548	0.02	No cumple



LUIS CEBALLOS CANTOS

Story2	5	9	SX 2	0.007468	0.000548	0.02	No cumple
Story2	5	9	SX 3	0.007468	0.000548	0.02	No cumple
Story2	5	9	SY 1	7.6E-05	0.006367	0.02	No cumple
Story2	5	9	SY 2	7.6E-05	0.006367	0.02	No cumple
Story2	5	9	SY 3	7.6E-05	0.006367	0.02	No cumple
Story2	6	11	Dead	1.1E-05	3.6E-05	0.02	No cumple
Story2	6	11	Live	4E-06	1.2E-05	0.02	No cumple
Story2	6	11	CUBIERTA	9.118E-09	1.619E-07	0.02	No cumple
Story2	6	11	SOBRE CARGA	8E-06	2.4E-05	0.02	No cumple
Story2	6	11	SX 1	0.007931	0.000485	0.02	No cumple
Story2	6	11	SX 2	0.007931	0.000485	0.02	No cumple
Story2	6	11	SX 3	0.007931	0.000485	0.02	No cumple
Story2	6	11	SY 1	2.5E-05	0.006373	0.02	No cumple
Story2	6	11	SY 2	2.5E-05	0.006373	0.02	No cumple
Story2	6	11	SY 3	2.5E-05	0.006373	0.02	No cumple
Story2	7	13	Dead	1.8E-05	3.7E-05	0.02	No cumple
Story2	7	13	Live	6E-06	1.2E-05	0.02	No cumple
Story2	7	13	CUBIERTA	4.55E-08	1.431E-07	0.02	No cumple
Story2	7	13	SOBRE CARGA	1.3E-05	2.5E-05	0.02	No cumple
Story2	7	13	SX 1	0.008544	0.000399	0.02	No cumple
Story2	7	13	SX 2	0.008544	0.000399	0.02	No cumple
Story2	7	13	SX 3	0.008544	0.000399	0.02	No cumple
Story2	7	13	SY 1	4.3E-05	0.006382	0.02	No cumple
Story2	7	13	SY 2	4.3E-05	0.006382	0.02	No cumple
Story2	7	13	SY 3	4.3E-05	0.006382	0.02	No cumple
Story2	8	15	Dead	1.8E-05	4.3E-05	0.02	No cumple
Story2	8	15	Live	6E-06	1.4E-05	0.02	No cumple
Story2	8	15	CUBIERTA	6.947E-08	1.734E-07	0.02	No cumple
Story2	8	15	SOBRE CARGA	1.3E-05	3E-05	0.02	No cumple
Story2	8	15	SX 1	0.008544	0.000126	0.02	No cumple
Story2	8	15	SX 2	0.008544	0.000126	0.02	No cumple
Story2	8	15	SX 3	0.008544	0.000126	0.02	No cumple
Story2	8	15	SY 1	4.2E-05	0.00644	0.02	No cumple
Story2	8	15	SY 2	4.2E-05	0.00644	0.02	No cumple
Story2	8	15	SY 3	4.2E-05	0.00644	0.02	No cumple
Story2	9	17	Dead	1E-05	4.4E-05	0.02	No cumple
Story2	9	17	Live	4E-06	1.5E-05	0.02	No cumple
Story2	9	17	CUBIERTA	5E-08	1.949E-07	0.02	No cumple
Story2	9	17	SOBRE CARGA	7E-06	3E-05	0.02	No cumple
Story2	9	17	SX 1	0.007931	0.000213	0.02	No cumple
Story2	9	17	SX 2	0.007931	0.000213	0.02	No cumple
Story2	9	17	SX 3	0.007931	0.000213	0.02	No cumple
Story2	9	17	SY 1	2.5E-05	0.00645	0.02	No cumple
Story2	9	17	SY 2	2.5E-05	0.00645	0.02	No cumple
Story2	9	17	SY 3	2.5E-05	0.00645	0.02	No cumple
Story2	10	19	Dead	5E-06	4.5E-05	0.02	No cumple
Story2	10	19	Live	2E-06	1.5E-05	0.02	No cumple



LUIS CEBALLOS CANTOS

Story2	10	19	CUBIERTA	2.517E-08	1.981E-07	0.02	No cumple
Story2	10	19	SOBRE CARGA	3E-06	3.1E-05	0.02	No cumple
Story2	10	19	SX 1	0.007468	0.000275	0.02	No cumple
Story2	10	19	SX 2	0.007468	0.000275	0.02	No cumple
Story2	10	19	SX 3	0.007468	0.000275	0.02	No cumple
Story2	10	19	SY 1	7.6E-05	0.006457	0.02	No cumple
Story2	10	19	SY 2	7.6E-05	0.006457	0.02	No cumple
Story2	10	19	SY 3	7.6E-05	0.006457	0.02	No cumple
Story2	11	21	Dead	1E-06	4.6E-05	0.02	No cumple
Story2	11	21	Live	2.731E-07	1.5E-05	0.02	No cumple
Story2	11	21	CUBIERTA	1.513E-08	2.032E-07	0.02	No cumple
Story2	11	21	SOBRE CARGA	1E-06	3.1E-05	0.02	No cumple
Story2	11	21	SX 1	0.007033	0.000339	0.02	No cumple
Story2	11	21	SX 2	0.007033	0.000339	0.02	No cumple
Story2	11	21	SX 3	0.007033	0.000339	0.02	No cumple
Story2	11	21	SY 1	0.000124	0.006465	0.02	No cumple
Story2	11	21	SY 2	0.000124	0.006465	0.02	No cumple
Story2	11	21	SY 3	0.000124	0.006465	0.02	No cumple
Story2	12	23	Dead	6E-06	4.7E-05	0.02	No cumple
Story2	12	23	Live	2E-06	1.5E-05	0.02	No cumple
Story2	12	23	CUBIERTA	1.155E-08	1.986E-07	0.02	No cumple
Story2	12	23	SOBRE CARGA	4E-06	3.2E-05	0.02	No cumple
Story2	12	23	SX 1	0.006569	0.000402	0.02	No cumple
Story2	12	23	SX 2	0.006569	0.000402	0.02	No cumple
Story2	12	23	SX 3	0.006569	0.000402	0.02	No cumple
Story2	12	23	SY 1	0.000176	0.006472	0.02	No cumple
Story2	12	23	SY 2	0.000176	0.006472	0.02	No cumple
Story2	12	23	SY 3	0.000176	0.006472	0.02	No cumple
Story2	13	25	Dead	7E-06	3.9E-05	0.02	No cumple
Story2	13	25	Live	2E-06	1.3E-05	0.02	No cumple
Story2	13	25	CUBIERTA	3.114E-08	2.272E-07	0.02	No cumple
Story2	13	25	SOBRE CARGA	5E-06	2.6E-05	0.02	No cumple
Story2	13	25	SX 1	0.00652	0.000204	0.02	No cumple
Story2	13	25	SX 2	0.00652	0.000204	0.02	No cumple
Story2	13	25	SX 3	0.00652	0.000204	0.02	No cumple
Story2	13	25	SY 1	0.000181	0.006407	0.02	No cumple
Story2	13	25	SY 2	0.000181	0.006407	0.02	No cumple
Story2	13	25	SY 3	0.000181	0.006407	0.02	No cumple
Story2	14	27	Dead	1.2E-05	4.1E-05	0.02	No cumple
Story2	14	27	Live	4E-06	1.3E-05	0.02	No cumple
Story2	14	27	CUBIERTA	1.909E-08	1.817E-07	0.02	No cumple
Story2	14	27	SOBRE CARGA	9E-06	2.8E-05	0.02	No cumple
Story2	14	27	SX 1	0.006056	6.7E-05	0.02	No cumple
Story2	14	27	SX 2	0.006056	6.7E-05	0.02	No cumple
Story2	14	27	SX 3	0.006056	6.7E-05	0.02	No cumple
Story2	14	27	SY 1	0.000232	0.006423	0.02	No cumple
Story2	14	27	SY 2	0.000232	0.006423	0.02	No cumple



LUIS CEBALLOS CANTOS

Story2	14	27	SY 3	0.000232	0.006423	0.02	No cumple
Story1	1	38	Dead	9E-06	1.4E-05	0.02	No cumple
Story1	1	38	Live	3E-06	5E-06	0.02	No cumple
Story1	1	38	CUBIERTA	0	5.033E-08	0.02	No cumple
Story1	1	38	SOBRE CARGA	6E-06	9E-06	0.02	No cumple
Story1	1	38	SX 1	0.004983	0.001397	0.02	No cumple
Story1	1	38	SX 2	0.004983	0.001397	0.02	No cumple
Story1	1	38	SX 3	0.004983	0.001397	0.02	No cumple
Story1	1	38	SY 1	0.000156	0.006649	0.02	No cumple
Story1	1	38	SY 2	0.000156	0.006649	0.02	No cumple
Story1	1	38	SY 3	0.000156	0.006649	0.02	No cumple
Story1	2	39	Dead	9E-06	2.3E-05	0.02	No cumple
Story1	2	39	Live	3E-06	8E-06	0.02	No cumple
Story1	2	39	CUBIERTA	5.079E-09	6.994E-09	0.02	No cumple
Story1	2	39	SOBRE CARGA	6E-06	1.6E-05	0.02	No cumple
Story1	2	39	SX 1	0.004983	0.001236	0.02	No cumple
Story1	2	39	SX 2	0.004983	0.001236	0.02	No cumple
Story1	2	39	SX 3	0.004983	0.001236	0.02	No cumple
Story1	2	39	SY 1	0.000157	0.006732	0.02	No cumple
Story1	2	39	SY 2	0.000157	0.006732	0.02	No cumple
Story1	2	39	SY 3	0.000157	0.006732	0.02	No cumple
Story1	3	40	Dead	3E-06	1.4E-05	0.02	No cumple
Story1	3	40	Live	1E-06	5E-06	0.02	No cumple
Story1	3	40	CUBIERTA	2.355E-08	4.382E-08	0.02	No cumple
Story1	3	40	SOBRE CARGA	2E-06	1E-05	0.02	No cumple
Story1	3	40	SX 1	0.006687	0.001162	0.02	No cumple
Story1	3	40	SX 2	0.006687	0.001162	0.02	No cumple
Story1	3	40	SX 3	0.006687	0.001162	0.02	No cumple
Story1	3	40	SY 1	0.000103	0.006657	0.02	No cumple
Story1	3	40	SY 2	0.000103	0.006657	0.02	No cumple
Story1	3	40	SY 3	0.000103	0.006657	0.02	No cumple
Story1	4	41	Dead	2.21E-08	1.5E-05	0.02	No cumple
Story1	4	41	Live	9.396E-08	5E-06	0.02	No cumple
Story1	4	41	CUBIERTA	3.896E-08	4.097E-08	0.02	No cumple
Story1	4	41	SOBRE CARGA	1.184E-07	1E-05	0.02	No cumple
Story1	4	41	SX 1	0.007623	0.001037	0.02	No cumple
Story1	4	41	SX 2	0.007623	0.001037	0.02	No cumple
Story1	4	41	SX 3	0.007623	0.001037	0.02	No cumple
Story1	4	41	SY 1	7.3E-05	0.006662	0.02	No cumple
Story1	4	41	SY 2	7.3E-05	0.006662	0.02	No cumple
Story1	4	41	SY 3	7.3E-05	0.006662	0.02	No cumple
Story1	5	42	Dead	3E-06	1.5E-05	0.02	No cumple
Story1	5	42	Live	1E-06	5E-06	0.02	No cumple
Story1	5	42	CUBIERTA	5.066E-08	3.792E-08	0.02	No cumple
Story1	5	42	SOBRE CARGA	2E-06	1E-05	0.02	No cumple
Story1	5	42	SX 1	0.008501	0.00091	0.02	No cumple
Story1	5	42	SX 2	0.008501	0.00091	0.02	No cumple



LUIS CEBALLOS CANTOS

Story1	5	42	SX 3	0.008501	0.00091	0.02	No cumple
Story1	5	42	SY 1	4.5E-05	0.006667	0.02	No cumple
Story1	5	42	SY 2	4.5E-05	0.006667	0.02	No cumple
Story1	5	42	SY 3	4.5E-05	0.006667	0.02	No cumple
Story1	6	43	Dead	6E-06	1.6E-05	0.02	No cumple
Story1	6	43	Live	2E-06	5E-06	0.02	No cumple
Story1	6	43	CUBIERTA	6.356E-08	3.626E-08	0.02	No cumple
Story1	6	43	SOBRE CARGA	4E-06	1.1E-05	0.02	No cumple
Story1	6	43	SX 1	0.009433	0.000782	0.02	No cumple
Story1	6	43	SX 2	0.009433	0.000782	0.02	No cumple
Story1	6	43	SX 3	0.009433	0.000782	0.02	No cumple
Story1	6	43	SY 1	1.6E-05	0.006672	0.02	No cumple
Story1	6	43	SY 2	1.6E-05	0.006672	0.02	No cumple
Story1	6	43	SY 3	1.6E-05	0.006672	0.02	No cumple
Story1	7	44	Dead	1.1E-05	1.6E-05	0.02	No cumple
Story1	7	44	Live	4E-06	5E-06	0.02	No cumple
Story1	7	44	CUBIERTA	7.729E-08	3.343E-08	0.02	No cumple
Story1	7	44	SOBRE CARGA	8E-06	1.1E-05	0.02	No cumple
Story1	7	44	SX 1	0.010663	0.000608	0.02	No cumple
Story1	7	44	SX 2	0.010663	0.000608	0.02	No cumple
Story1	7	44	SX 3	0.010663	0.000608	0.02	No cumple
Story1	7	44	SY 1	2.4E-05	0.006678	0.02	No cumple
Story1	7	44	SY 2	2.4E-05	0.006678	0.02	No cumple
Story1	7	44	SY 3	2.4E-05	0.006678	0.02	No cumple
Story1	8	45	Dead	1.1E-05	2E-05	0.02	No cumple
Story1	8	45	Live	4E-06	7E-06	0.02	No cumple
Story1	8	45	CUBIERTA	7.429E-08	2.043E-08		No cumple
Story1	8	45	SOBRE CARGA	8E-06	1.4E-05	0.02	No cumple
Story1	8	45	SX 1	0.010663	0.000447	0.02	No cumple
Story1	8	45	SX 2	0.010663	0.000447	0.02	No cumple
Story1	8	45	SX 3	0.010663	0.000447	0.02	No cumple
Story1	8	45	SY 1	2.4E-05	0.006711	0.02	No cumple
Story1	8	45	SY 2	2.4E-05	0.006711	0.02	No cumple
Story1	8	45	SY 3	2.4E-05	0.006711	0.02	No cumple
Story1	9	46	Dead	7E-06	2E-05	0.02	No cumple
Story1	9	46	Live	2E-06	7E-06	0.02	No cumple
Story1	9	46	CUBIERTA	5.809E-08	1.817E-08	0.02	No cumple
Story1	9	46	SOBRE CARGA	5E-06	1.4E-05	0.02	No cumple
Story1	9	46	SX 1	0.009433	0.000621	0.02	No cumple
Story1	9	46	SX 2	0.009433	0.000621	0.02	No cumple
Story1	9	46	SX 3	0.009433	0.000621	0.02	No cumple
Story1	9	46	SY 1	1.5E-05	0.006717	0.02	No cumple
Story1	9	46	SY 2	1.5E-05	0.006717	0.02	No cumple
Story1	9	46	SY 3	1.5E-05	0.006717	0.02	No cumple
Story1	10	47	Dead	3E-06	2.1E-05	0.02	No cumple
Story1	10	47	Live	1E-06	7E-06	0.02	No cumple
Story1	10	47	CUBIERTA	4.703E-08	1.523E-08	0.02	No cumple



LUIS CEBALLOS CANTOS

Story1	10	47	SOBRE CARGA	2E-06	1.4E-05	0.02	No cumple
Story1	10	47	SX 1	0.008501	0.000749	0.02	No cumple
Story1	10	47	SX 2	0.008501	0.000749	0.02	No cumple
Story1	10	47	SX 3	0.008501	0.000749	0.02	No cumple
Story1	10	47	SY 1	4.5E-05	0.00672	0.02	No cumple
Story1	10	47	SY 2	4.5E-05	0.00672	0.02	No cumple
Story1	10	47	SY 3	4.5E-05	0.00672	0.02	No cumple
Story1	11	48	Dead	3.726E-07	2.1E-05	0.02	No cumple
Story1	11	48	Live	5.606E-08	7E-06	0.02	No cumple
Story1	11	48	CUBIERTA	3.435E-08	1.288E-08	0.02	No cumple
Story1	11	48	SOBRE CARGA	1.776E-07	1.5E-05	0.02	No cumple
Story1	11	48	SX 1	0.007623	0.000875	0.02	No cumple
Story1	11	48	SX 2	0.007623	0.000875	0.02	No cumple
Story1	11	48	SX 3	0.007623	0.000875	0.02	No cumple
Story1	11	48	SY 1	7.3E-05	0.006723		No cumple
Story1	11	48	SY 2	7.3E-05	0.006723	0.02	No cumple
Story1	11	48	SY 3	7.3E-05	0.006723	0.02	No cumple
Story1	12	49	Dead	3E-06	2.2E-05	0.02	No cumple
Story1	12	49	Live	1E-06	7E-06	0.02	No cumple
Story1	12	49	CUBIERTA	2.217E-08	9.936E-09	0.02	No cumple
Story1	12	49	SOBRE CARGA	2E-06	1.5E-05	0.02	No cumple
Story1	12	49	SX 1	0.006688	0.001001	0.02	No cumple
Story1	12	49	SX 2	0.006688	0.001001	0.02	No cumple
Story1	12	49	SX 3	0.006688	0.001001	0.02	No cumple
Story1	12	49	SY 1	0.000102	0.006726	0.02	No cumple
Story1	12	49	SY 2	0.000102	0.006726	0.02	No cumple
Story1	12	49	SY 3	0.000102	0.006726	0.02	No cumple
Story1	13	50	Dead	3E-06	1.8E-05	0.02	No cumple
Story1	13	50	Live	1E-06	6E-06	0.02	No cumple
Story1	13	50	CUBIERTA	2.219E-08	3.312E-08	0.02	No cumple
Story1	13	50	SOBRE CARGA	3E-06	1.2E-05	0.02	No cumple
Story1	13	50	SX 1	0.006585	0.000216	0.02	No cumple
Story1	13	50	SX 2	0.006585	0.000216	0.02	No cumple
Story1	13	50	SX 3	0.006585	0.000216	0.02	No cumple
Story1	13	50	SY 1	0.000106	0.006684	0.02	No cumple
Story1	13	50	SY 2	0.000106	0.006684	0.02	No cumple
Story1	13	50	SY 3	0.000106	0.006684	0.02	No cumple
Story1	14	51	Dead	6E-06	1.9E-05	0.02	No cumple
Story1	14	51	Live	2E-06	6E-06	0.02	No cumple
Story1	14	51	CUBIERTA	6.148E-09	2.176E-08	0.02	No cumple
Story1	14	51	SOBRE CARGA	5E-06	1.3E-05	0.02	No cumple
Story1	14	51	SX 1	0.005655	5.8E-05	0.02	No cumple
Story1	14	51	SX 2	0.005655	5.8E-05	0.02	No cumple
Story1	14	51	SX 3	0.005655	5.8E-05	0.02	No cumple
Story1	14	51	SY 1	0.000135	0.006692	0.02	No cumple
Story1	14	51	SY 2	0.000135	0.006692	0.02	No cumple
Story1	14	51	SY 3	0.000135	0.006692	0.02	No cumple

FUENTE: AUTORES DE LA INVESTIGACIÓN



CONCLUSIONES

Una vez realizado el análisis respectivo del proyecto procedemos a realizar las conclusiones reales del estado de la estructura.

Conociendo los valores que están establecidos en la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION 2015 “NEC-2015” en lo correspondiente al diseño sismo resistente nos da un permisible en sus derivas de piso del 2%, por lo que la estructura no cumple las derivas de piso.

Los asentamientos establecidos en la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION 2015 “NEC-2015” del capítulo GEOTECNIA Y CIMENTACIONES nos determina el permisible máximo 10 hasta 25 cm por lo que en esta observamos que si cumple o está dentro de los términos permitidos.



RECOMENDACIONES

La estructura está en condiciones de peligro por lo que debe ser demolida en su totalidad ya que está en una zona crítica y de mucho conflicto llamado ZONA CERO DE MANTA, se debería tomar las debidas condiciones técnicas actuales para volver a construir.

Estos estudios realizados en este proyecto nos dan la directriz para la toma de decisiones de derrocamientos en edificaciones, no solo en MANTA MANABI sino en los lugares donde la NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION 2015 “NEC-2015”, nos explica que existe alto riesgo sísmico, por lo antes expuesto se debería de realizarse técnicamente y no con evaluaciones visuales que no son tan funcionales tal como las venía realizando el MINISTERIO DE VIVIENDA o MIDUVI ; los chequeos deben realizarse como en el proyecto realizado para así poder obtener resultados que podamos verificar realmente el estado de cualquier tipo de estructura ya sea de hormigón, hierro y de cualquier otro tipo de material, donde los nuevos avances tecnológicos nos permiten revisar minuciosamente las edificaciones o construcciones.



BIBLIOGRAFÍA

Anon, (2017). 1st ed. p. <https://es.slideshare.net/SAAVEDRA1988/control-de-la-deriva-en-las-normas-de-diseo-sismorresistente>.

Wikipedia. (2017). Estación total. [Online] Available at:

https://es.wikipedia.org/wiki/Estaci%C3%B3n_total [Accessed 6 Apr. 2017].

Aguiar, R. (2008). Análisis Sísmico De Edificios. Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.

MIDUVI, Cámara de la Construcción de Quito. (2015). Normas Ecuatorianas de la Construcción 2015 Capítulo Cargas y Materiales. Quito.

MIDUVI, Cámara de la Construcción de Quito. (2015). Normas Ecuatorianas de la Construcción 2015 Capítulo 2 Peligro Sísmico y Requerimiento de Diseño Sismo Resistente. Quito.

(wikipedia, 2017). https://es.wikipedia.org/wiki/Vulnerabilidad_s%C3%ADsmica

(biblioteca UDEP, 2017)

http://www.biblioteca.udep.edu.pe/bibvirudep/tesis/pdf/1_134_180_87_1230.pdf



ANEXOS



ANEXOS

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

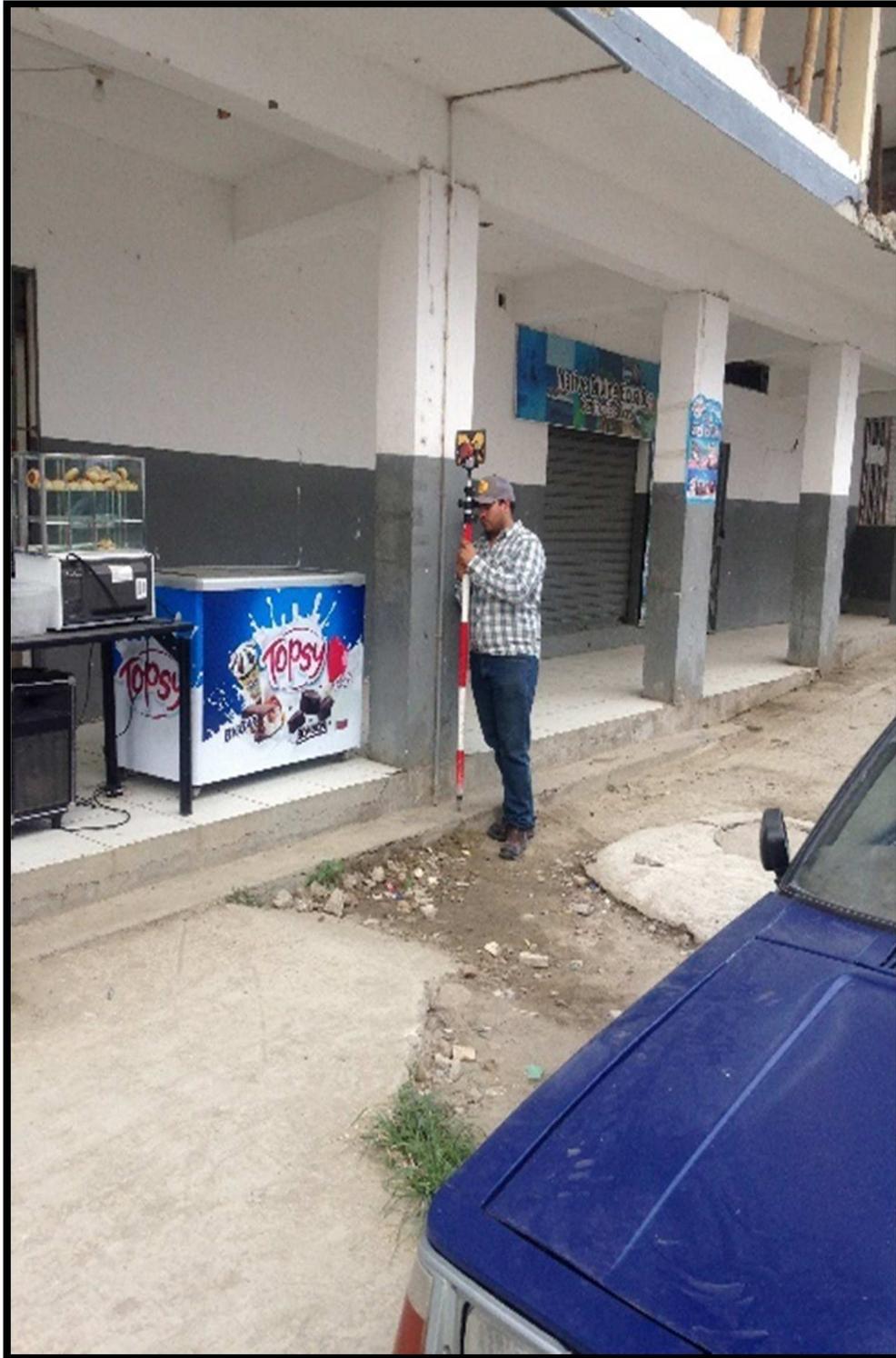


FIG. 59 IMAGEN 1



FIG.60 IMAGEN 2

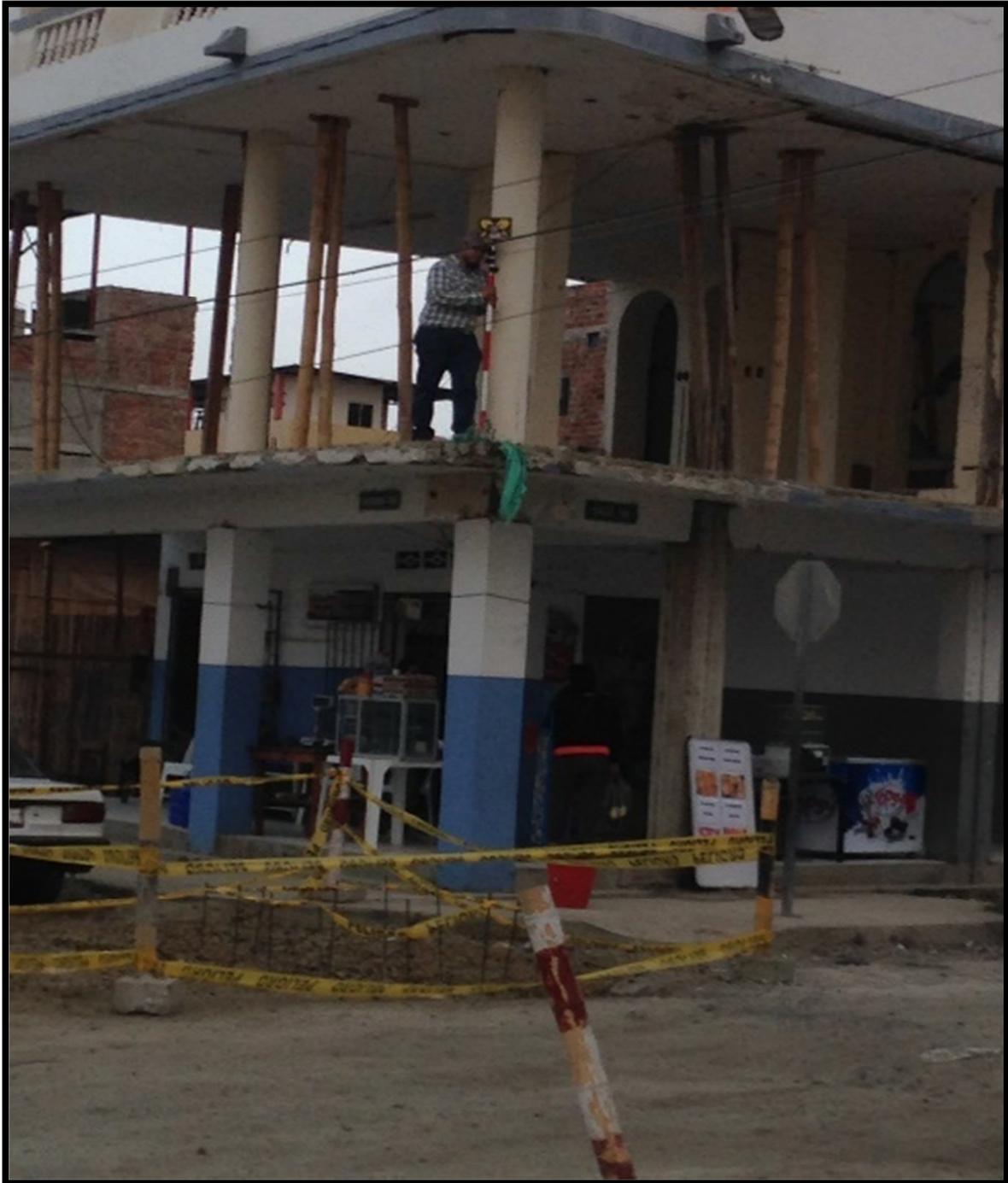


FIG.61 IMAGEN 3



FIG.62 IMAGEN 4



FIG.63 IMAGEN 5



FIG.64 IMAGEN 6



FIG.65 IMAGEN 7



FIG.66 IMAGEN 8



ESCLEROMETRIA, LEVANTAMIENTO PLANIMETRICO Y CHEQUEO DE HIERROS



FIG. 67 IMAGEN 9 PARTE FRONTAL CASA



FIG. 68 IMAGEN 10



FIG. 69 IMAGEN 11



FIG. 70 IMAGEN 12



FIG. 71 IMAGEN 13



FIG. 72 IMAGEN 14

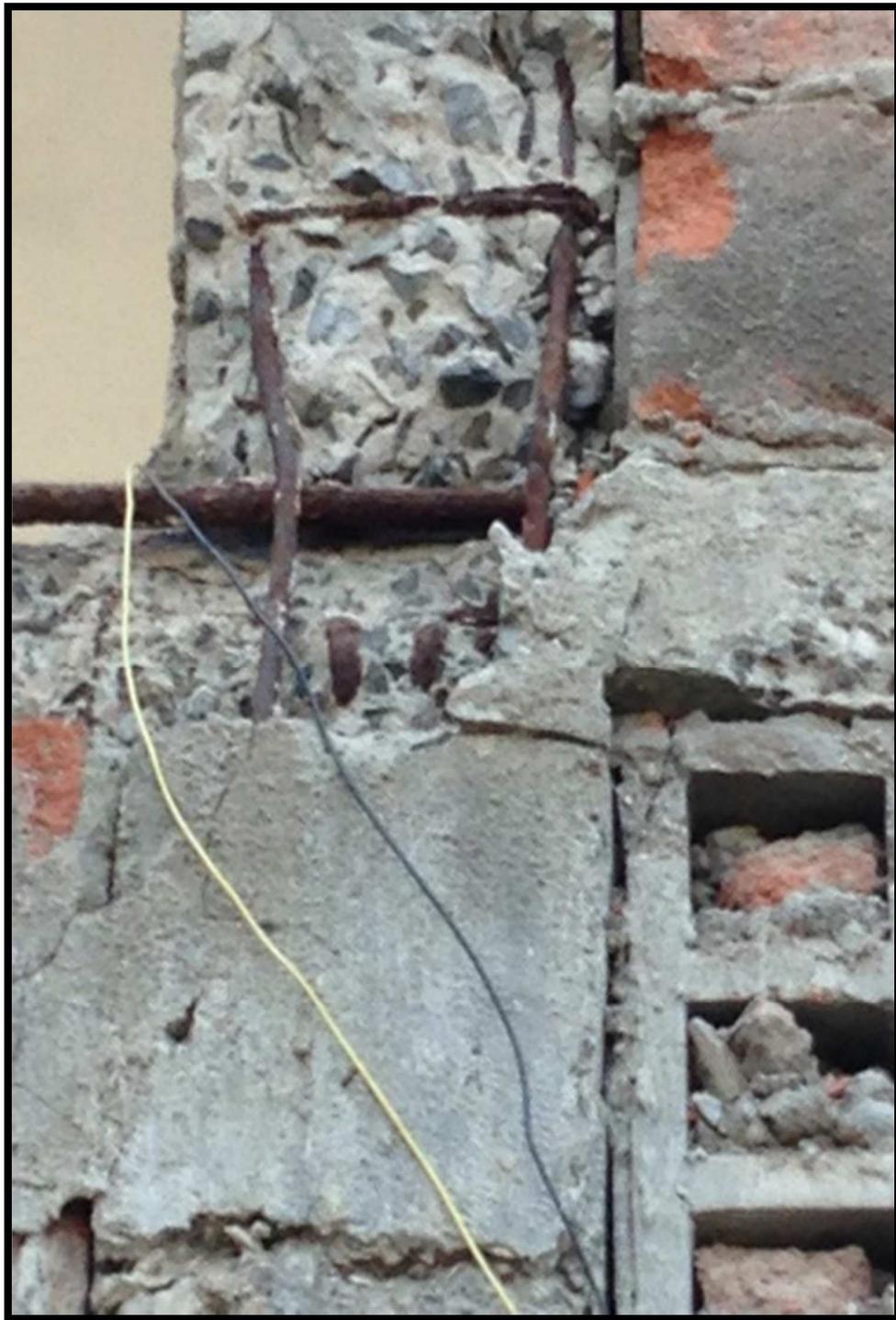


FIG. 73 IMAGEN 15



FIG. 74 IMAGEN 16



FIG. 75 IMAGEN 17