



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS COSTOS ECONÓMICOS Y DE LA
RESPUESTA SÍSMICA DE UNA EDIFICACIÓN CONSIDERANDO DOS
ESCENARIOS: LA CONSTRUCCIÓN TÉCNICA Y LA CONSTRUCCIÓN
INFORMAL, EN LA CIUDAD DE AMBATO”**

Autor: Franklin Ruben Ramos Moposita

Tutor: Ing. Mg. Gabriela Lourdes Peñafiel Valla

AMBATO – ECUADOR

Septiembre – 2022

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutora del Trabajo Experimental previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS COSTOS ECONÓMICOS Y DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UNA EDIFICACIÓN CONSIDERANDO DOS ESCENARIOS: LA CONSTRUCCIÓN TÉCNICA Y LA CONSTRUCCIÓN INFORMAL, EN LA CIUDAD DE AMBATO”**, Elaborado por el Sr. Franklin Ruben Ramos Moposita, portador de la cédula de ciudadanía: C.I. 1850018969, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente trabajo experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos competentes.
- Está concluido en su totalidad.

Ambato, Septiembre 2022



Ing. Mg. Gabriela Lourdes Peñafiel Valla
TUTORA

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Franklin Ruben Ramos Moposita**, con C.I. 1850018969 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente Trabajo Experimental con el tema “**ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS COSTOS ECONÓMICOS Y DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UNA EDIFICACIÓN CONSIDERANDO DOS ESCENARIOS: LA CONSTRUCCIÓN TÉCNICA Y LA CONSTRUCCIÓN INFORMAL, EN LA CIUDAD DE AMBATO**”, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Septiembre 2022



Franklin Ruben Ramos Moposita

C.I. 1850018969

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Septiembre 2022



Franklin Ruben Ramos Moposita

C.I: 1850018969

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Franklin Ruben Ramos Moposita de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS COSTOS ECONÓMICOS Y DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UNA EDIFICACIÓN CONSIDERANDO DOS ESCENARIOS: LA CONSTRUCCIÓN TÉCNICA Y LA CONSTRUCCIÓN INFORMAL, EN LA CIUDAD DE AMBATO”**.

Ambato, Septiembre 2022

Para constancia firman:

Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera
Miembro Calificador

Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera
Miembro Calificador

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación lo dedico a las personas más importantes en mi vida que son mis padres Julio Ramos y María Moposita y a mis hermanos Jéssica y Bryan, quienes me han apoyado incondicionalmente de inicio a fin en el transcurso de mi vida estudiantil con sus valiosos consejos, su cariño y el cuidado que me han brindado.

A Joselyn, por apoyarme en los momentos más complicados en mi trayecto educativo brindándome apreciables consejos, cariño y siendo mi fuente de inspiración.

Franklin Ramos

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, por brindarme su bendición y permitirme cumplir una meta importante en mi vida.

A mis padres y hermanos, por todo el esfuerzo que han realizado día a día para que pueda hacer realidad mi sueño de ser un profesional, por los consejos y cuidados que me han brindado, pero sobre todo por creer y confiar en mí para alcanzar este gran anhelo.

A todos los docentes de la carrera de ingeniería civil, por aportar con sus conocimientos y formarme como profesional.

A mi tutora Ing. M.Sc. Gabriela Peñafiel, por guiarme y asesorarme pacientemente en la realización de este trabajo.

A mis amigos, con quienes hemos compartido grandes e importantes experiencias en el transcurso de la carrera universitaria y me han apoyado en los momentos más cruciales.

A la Universidad Técnica de Ambato, por abrirme sus puertas y permitir formarme en su prestigiosa institución.

Franklin Ramos

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	iii
DERECHO DE AUTOR.....	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN.....	xviii
ABSTRACT.....	xix
CAPÍTULO I.....	1
MARCO TEÓRICO	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Justificación.....	6
1.3 Objetivos.....	10
1.3.1 Objetivo general.....	10
1.3.2 Objetivos específicos	10
1.4 Hipótesis	10
1.5 Fundamentación teórica.....	11
1.5.1 Peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico	11
1.5.1.1 Peligro Sísmico	11
1.5.1.2 Vulnerabilidad sísmica.....	13
1.5.1.3 Riesgo sísmico	13
1.5.2 Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica.....	14
1.5.2.1 Método cualitativo	15
1.5.2.2 Método cuantitativo	17
1.6 Análisis estático no lineal PUSHOVER	19
1.7 Capacidad.....	19
1.8 Demanda.....	24
1.9 Desempeño	28
1.10 Niveles de Desempeño	28

1.10.1 Niveles de desempeño propuesto por comité VISIÓN 2000	29
1.10.2 Niveles de desempeño propuesta por ATC-40.....	31
1.10.3 Punto de desempeño.....	35
1.10.4 Rótula plástica.....	37
1.11 Reforzamiento en estructuras de concreto	42
1.11.1 Propuesta de rehabilitación según ATC – 40.....	43
1.11.2 Propuesta de rehabilitación según el Comité Visión 2000.....	44
1.11.3 Propuesta de Rehabilitación Sísmica según NEC 2015.....	45
1.12 Técnicas de reforzamiento:	52
1.12.1 Técnicas para incrementar la resistencia última y rigidez:	53
1.12.2 Técnicas para incrementar la ductilidad:.....	59
1.12.3 Técnica para mejorar la resistencia lateral y ductilidad:	63
1.12.4 Técnica para reducir la demanda sísmica:	64
CAPÍTULO 2.....	65
METODOLOGÍA	65
2.1 Materiales y equipos.....	65
2.1.1 Materiales.....	65
2.1.2 Equipos.....	65
2.2 Recolección de datos	65
2.2.1 Planos As built de la estructura.....	67
2.2.2 Resistencia a compresión del hormigón.....	69
2.2.3 Resistencia a fluencia del acero de refuerzo	69
2.2.4 Carga muerta	69
2.2.5 Cargas vivas	72
2.2.6 Cargas sísmicas	72
2.2.7 Espectro de respuesta.....	73
2.3 Procedimiento de evaluación visual rápida según FEMA 15.....	74
2.3.1 Ubicación de la edificación.....	74
2.3.2 Superficie y número de pisos	74
2.4 Procedimiento de evaluación sísmica según NEC 2015.....	74
2.4.2 Irregularidad en planta	75
2.4.3 Irregularidad vertical.....	75

2.4.4	Tipo de sistema estructural.....	75
2.5	Análisis estático no lineal- Pushover	75
2.5.1	Definición de materiales	75
2.5.2	Definición de secciones para el modelado de la estructura.....	77
2.5.3	Definición de cargas laterales	80
2.5.4	Definición de carga gravitacional no lineal	81
2.5.5	Definición de rótulas plásticas en vigas y columnas.....	81
2.5.6	Espectro de demanda sísmica.....	84
2.5.7	Definición de parámetros para el análisis PUSHOVER	85
	CAPÍTULO III.....	87
	ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	87
3.1	Chequeos según la NEC-SE-DS 2015	87
3.1.1	Períodos de vibración.....	87
3.1.2	Torsión	88
3.1.3	Masa acumulada.....	90
3.1.4	Cortante basal estático y dinámico.....	90
3.1.5	Derivas de piso.....	93
3.1.6	Análisis de elementos estructurales	97
3.2	Análisis estático no lineal (Pushover)	112
3.2.1	Formación de rótulas plásticas	112
3.2.2	Determinación de la curva de capacidad de la estructura	117
3.2.3	Determinación del punto de desempeño de la estructura.....	118
3.2.4	Ductilidad de demanda y ductilidad de capacidad.....	127
3.2.5	Factor R (reducción de resistencia sísmica) para la estructura	128
3.3	Análisis de la estructura con características recomendadas en la norma ecuatoriana NEC 2015	129
3.4	Propuesta de reforzamiento	139
3.4.1	Reforzamiento en columnas.....	139
3.4.2	Reforzamiento en vigas.....	141
3.5	Análisis económico	143
3.6	Verificación de hipótesis.....	146

CAPÍTULO IV	147
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	147
4.1 Conclusiones	147
4.2 Recomendaciones	150
Bibliografía	151
Anexos	156

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	12
Tabla N° 2: Movimientos sísmicos de diseño, VISIÓN 2000	26
Tabla N° 3: Descripción de los estados de daños y niveles de desempeño.....	31
Tabla N° 4: Niveles de desempeño de las estructuras.....	34
Tabla N° 5: Objetivos de rehabilitación de estructuras básicas ATC-40.....	44
Tabla N° 6: Objetivos de Rehabilitación Comité Visión 2000	45
Tabla N° 7: Objetivos de Rehabilitación sísmica.....	46
Tabla N° 8: Carga muerta de la losa nivel N 2+26	69
Tabla N° 9: Carga muerta de paredes.....	70
Tabla N° 10: Cargas de acuerdo a ocupación o uso.....	72
Tabla N° 11: Niveles de amenaza sísmica	72
Tabla N° 12: Valor del factor Z	73
Tabla N° 13: Cargas laterales en el sentido X.....	80
Tabla N° 14: Cargas laterales en el sentido Y.....	80
Tabla N° 15: Distancia a colocación de rótulas en vigas	82
Tabla N° 16: Rótula plástica en columnas	83
Tabla N° 17: Factores para determinar el período de vibración de la estructura	87
Tabla N° 18: Período obtenido mediante análisis modal	88
Tabla N° 19: Porcentaje de masa en movimiento	89
Tabla N° 20: Participación de masa modal	90
Tabla N° 21: Momento de diseño y combinación de carga	97
Tabla N° 22: Valores de cortantes máximos.....	100
Tabla N° 23: Acero de refuerzo por cada metro	100
Tabla N° 24: Torsión en vigas.....	101
Tabla N° 25: Ductilidad de demanda.....	127
Tabla N° 26: Ductilidad de capacidad.....	128
Tabla N° 27: Factor de reducción de resistencia “R”.....	128
Tabla N° 28: Ductilidad de demanda.....	138
Tabla N° 29: Ductilidad de capacidad.....	138

Tabla N° 30: Factor “R”	138
Tabla N° 31: Dimensiones de elementos para reforzamiento	141
Tabla N° 32: Cálculo de perfiles para reforzamiento	143
Tabla N° 33: Presupuesto de reforzamiento por columna.....	144
Tabla N° 34: Presupuesto de reforzamiento en vigas banda	144
Tabla N° 35: Análisis de costos	145

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona.....	12
Figura N° 2: Curvas de Peligro Sísmico para Ambato.....	13
Figura N° 3: Matriz de análisis de la vulnerabilidad sísmica de una edificación.....	15
Figura N° 4: Distribución triangular de fuerzas equivalentes sobre un edificio regular.....	18
Figura N° 5: Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad	20
Figura N° 6: Representación gráfica de la linealización equivalente en el método de espectro de capacidad según ATC 40.	22
Figura N° 7: Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) con los parámetros de amortiguación y período efectivos de un sistema lineal equivalente, junto con una curva de capacidad.....	23
Figura N° 8: Curva de demanda.....	24
Figura N° 9: Espectro de demanda	25
Figura N° 10: Objetivos de desempeño propuesto por el comité visión 2000.....	29
Figura N° 11: Punto de desempeño.....	37
Figura N° 12: Ubicación de la formación de las rótulas plásticas	38
Figura N° 13: Control de rótulas plásticas	38
Figura N° 14: Relación esfuerzo-deformación para elemento de concreto	39
Figura N° 15: Criterios de aceptación.....	40
Figura N° 16: Diagrama Momento-curvatura.....	42
Figura N° 17: Diagrama de Whitney	47
Figura N° 18: Diagrama de iteracione	51
Figura N° 19: Adición de elementos metálicos	54
Figura N° 20: Encamisado con hormigón reforzado en columna, viga y cimentación ...	55
Figura N° 21: Adición de muros laterales en columnas existentes.....	56
Figura N° 22: Engrosamiento de losa con concreto reforzado y conectores con anclajes químicos	57

Figura N° 23: Adición de nuevo perfil de acero a viga existente.	58
Figura N° 24: Refuerzo con platinas, láminas, ángulos de acero.	59
Figura N° 25: Encamisado con malla de acero	60
Figura N° 26: Encamisado de columnas con láminas pegadas	61
Figura N° 27: Encamisado con ángulos y platinas	62
Figura N° 28: Encamisado con láminas o platinas CFRP, GFRP, AFRP.....	62
Figura N° 29: Reforzamiento sísmico con riostras dúctiles de acero con conexión indirecta.....	63
Figura N° 30: Aisladores para edificios.....	64
Figura N° 31: Determinación del factor de zona sísmica para el espectro de TR=2500 años	73
Figura N° 32: Localización de la edificación informal.....	74
Figura N° 33: Definición de material hormigón	76
Figura N° 34: Definición del material acero de refuerzo.....	76
Figura N° 35: Definición de sección de columnas real construido.....	77
Figura N° 36: Detallado de armado utilizado en columnas en obra	78
Figura N° 37: Definición de sección de vigas reales construidas	79
Figura N° 38: Definición de armado real en vigas banda	79
Figura N° 39: Modelado de la estructura con las dimensiones con la que fue construida (construcción informal).....	80
Figura N° 40: Definición de la carga gravitacional no lineal	81
Figura N° 41: Definición de rótulas plásticas en vigas	82
Figura N° 42: Parámetros para una demanda sísmica de diseño	84
Figura N° 43: Creación del caso de carga para realizar el PUSHOVER en el sentido “X”	85
Figura N° 44: Creación del caso de carga para realizar el PUSHOVER en el sentido “Y”	86
Figura N° 45: Cortante basal estático y dinámico sentido X	91
Figura N° 46: Cortante basal estático y dinámico sentido Y	92
Figura N° 47: Deriva de piso sentido “X”	93
Figura N° 48: Deriva de piso sentido “Y”	94

Figura N° 49: Deriva sentido “X” por fuerzas dinámicas.....	95
Figura N° 50: Derivas sentido “Y” por fuerzas dinámicas	96
Figura N° 51: Cuantía y porcentaje de acero en vigas	97
Figura N° 52: Acero longitudinal colocado en obra	98
Figura N° 53: Diámetro y separación de estribos en la estructura.....	101
Figura N° 54: Porcentaje de acero en columnas	102
Figura N° 55: Columna fuerte - viga débil eje 1.....	106
Figura N° 56: Columna fuerte - viga débil eje 4.....	106
Figura N° 57: Columna fuerte - viga débil eje 5.....	107
Figura N° 58: Columna fuerte - viga débil eje 6.....	107
Figura N° 59: Columna fuerte - viga débil eje 7.....	108
Figura N° 60: Demanda – capacidad eje 1.....	109
Figura N° 61: Demanda – capacidad eje 4.....	109
Figura N° 62: Demanda – capacidad eje 5.....	110
Figura N° 63: Demanda – capacidad eje 6.....	110
Figura N° 64: Demanda – capacidad eje 7.....	111
Figura N° 65: Formación de rótulas plásticas sentido “X”, Paso 1.	113
Figura N° 66: Formación de rótulas plásticas sentido “X”, paso 3.....	113
Figura N° 67: Formación de rótulas plásticas sentido “X”, paso 4.....	114
Figura N° 68: Formación de rótulas plásticas sentido “Y”, paso 1.....	115
Figura N° 69: Formación de rotulas plásticas sentido “Y”, paso 3.....	115
Figura N° 70: Formación de rótulas plásticas sentido “Y”, paso 4.....	116
Figura N° 71: Curva de capacidad.....	117
Figura N° 72: Sectorización de la curva de capacidad.....	118
Figura N° 73: Punto de desempeño ante un sismo frecuente.....	119
Figura N° 74: Punto de desempeño ante un sismo ocasional	120
Figura N° 75: Punto de desempeño ante un sismo raro (de diseño)	121
Figura N° 76: Punto de desempeño ante un sismo muy raro	122
Figura N° 77: Punto de desempeño ante un sismo frecuente.....	123
Figura N° 78: Punto de desempeño ante un sismo ocasional	124
Figura N° 79: Punto de desempeño ante un sismo raro (de diseño)	125

Figura N° 80: Punto de desempeño ante un sismo muy raro	126
Figura N° 81: Separación recomendada.....	130
Figura N° 82: Datos para rótulas plásticas en vigas.....	131
Figura N° 83: Aceros de refuerzo recomendado por la norma NEC	131
Figura N° 84: Datos para rótulas plásticas en columnas.....	132
Figura N° 85: Formación de rótulas plásticas sentido “X”	133
Figura N° 86: Desempeño ante el sismo de diseño.....	134
Figura N° 87: Desempeño ante el sismo muy raro	135
Figura N° 88: Desempeño ante el sismo raro	136
Figura N° 89: Desempeño ante el sismo muy raro	137
Figura N° 90: Columna reforzada con ángulos y platinas	140
Figura N° 91: Esquema de reforzamiento de una viga banda con perfil	142

RESUMEN

En base a la existencia de gran cantidad de estructuras construidas informalmente en la ciudad de Ambato, se procede a realizar la investigación de campo para determinar los antecedentes reales aplicados durante la construcción de una estructura informal, pese a que el propietario de la vivienda obtuvo los permisos y planos respectivamente aprobados; además se utilizó un método de investigación cuantitativo aplicando el análisis no lineal estático de dicha estructura mediante un software de cálculo estructural.

Con la información obtenida in situ se modeló la estructura en el software de cálculo y se realizó un análisis estático para determinar el comportamiento lineal de la estructura relacionado con períodos de vibración, cortantes basal y derivas de piso para compararlo con lo establecido en la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015, también, se aplicó el análisis no lineal estático (PUSHOVER) obteniendo la curva de capacidad y el punto de desempeño de la estructura.

Los resultados del análisis no lineal de la estructura inducen a su reforzamiento mediante la técnica de encamisado metálico con ángulos y platinas en el caso de las columnas y en el caso de las vigas se propone el reforzamiento mediante la utilización de perfiles metálicos IPE 160 con la finalidad de alcanzar y garantizar el cumplimiento de los niveles de desempeño esperado para este tipo de estructuras, además este reforzamiento incrementa significativamente el costo de su construcción.

Palabras clave: Construcción informal, Análisis no lineal, Desempeño sísmico, Reforzamiento estructural, Costos económicos.

ABSTRACT

Based on the existence of a large number of informally built structures in the city of Ambato, we proceeded to conduct field research to determine the actual background applied during the construction of an informal structure, despite the fact that the owner of the house obtained the permits and plans respectively approved; in addition, a quantitative research method was used by applying the static nonlinear analysis of such structure through a structural calculation software.

With the information obtained in situ, the structure was modeled in the calculation software and a static analysis was performed to determine the linear behavior of the structure related to vibration periods, basal shear and floor drifts to compare it with the established in the Ecuadorian construction standard NEC 2015, also, the static nonlinear analysis (PUSHOVER) was applied obtaining the capacity curve and the performance point of the structure.

The results of the nonlinear analysis of the structure induce its reinforcement by means of the metal casing technique with angles and plates in the case of the columns and in the case of the beams, the reinforcement is proposed using IPE 160 metal profiles in order to achieve and guarantee compliance with the performance levels expected for this type of structures, in addition this reinforcement significantly increases the cost of its construction.

Keywords: Informal construction, Non-linear analysis, Seismic performance, Structural strengthening, Economic costs.

CAPÍTULO I

MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes

Actualmente en la ciudad de Ambato no se puede garantizar un 100% que las construcciones de viviendas sean realizadas con los cuidados debidos, pues se conoce que alrededor de 70% de las construcciones son informales lo que quiere decir que los ciudadanos construyen sus viviendas directamente con un maestro de construcción y sus albañiles lo que conlleva a que la estructura tenga falencias constructivas en los principales elementos estructurales y no pueda soportar un sismo de una magnitud elevada. [1]

Las zonas rurales de Ecuador han experimentado una grave situación en términos de habitabilidad, ya que ha aumentado la presión para encontrar una vivienda, lo que ha llevado a la construcción de manera autónoma en terrenos inadecuados y ha aumentado el riesgo y la inseguridad de las familias que viven en esos sectores.

El estado de Ecuador, como organismo regulador del derecho a la vivienda digna, ha transferido su poder a los Gobiernos Autónomo Descentralizados para que cumpla con sus obligaciones de asegurar su servicio a nivel cantonal; estas entidades municipales muestran sus deseos a través de decretos y resoluciones locales. , entre los cuales se ha establecido un código mínimo de construcción para garantizar la seguridad y el bienestar de todos los miembros para garantizar una vivienda de alta calidad.

El COOTAD asigna competencias a los gobiernos autónomos descentralizados cantonales para que cumplan con sus obligaciones, incluyendo la designación al consejo municipal para emitir ordenanzas en temas relacionados a la construcción, a través del cual se pueda regular y controlar la vivienda para hacerla plenamente cumplida. Dichas ordenanzas permitirán el progreso local, así también garantizar el derecho a una vivienda digna y prohibir todo tipo de construcción ilegal que atente contra la seguridad e integridad de las personas. el acceso a una vivienda que se ha

visto afectada por actividad sísmica se debe permitir una vez se hayan realizado rehabilitaciones o reforzamientos de la estructura lo cual garantizará condiciones de vida adecuadas de la familia para así garantizar el desarrollo habitacional. [2]

Casanova R. (2016) en su tesis “Análisis de la tendencia de la construcción de la vivienda en el Ecuador” años 2005-2010” menciona que la realidad del Ecuador, es muy complicada puesto que el porcentaje de pobreza y viviendas informales es extremadamente elevado así, intentar solucionar este problema es sin duda muy difícil, pero no imposible y se debe comenzar por comprender nuestro entorno, comprender la realidad que tenemos; antes de proponer proyectos de gran envergadura que resuelvan temporalmente las necesidades de vivienda. [3]

Ramírez R. (2019) En su investigación referente al impacto de las construcciones informales y la vulnerabilidad física de las viviendas, esto en el distrito de San Juan de Lurigancho-Lima, el cual se planteó el objetivo general de: Determinar el impacto de las construcciones informales en la vulnerabilidad física de las construcciones de las viviendas en el distrito de San Juan de Lurigancho-Lima, verificando la hipótesis: “La informalidad en las construcciones constituyen un factor determinante de la vulnerabilidad física de las viviendas del distrito de San Juan de Lurigancho – Lima”, y utilizando el método científico como método general de investigación, se aplicó una población de estudio conformada por las edificaciones de la ampliación del AA.HH. Arriba Perú, Distrito de San Juan de Lurigancho - Lima, obtuvo como conclusión de que la informalidad en las construcciones constituye un factor determinante en la vulnerabilidad física de las viviendas en el distrito de San Juan de Lurigancho - Lima, y que a su vez requiere de control técnico de profesionales especializados, así como el asesoramiento en las construcciones.

Una de las principales causas de las construcciones informales en el sector en estudio son los bajos recursos económicos de los ciudadanos, falta de conocimiento para realizar la formalización del proyecto ante los entes regulatorios para obtener los permisos correspondientes, como era de esperarse en esta investigación se determinó que las principales consecuencias de la informalidad en las construcciones es un nivel de vulnerabilidad física muy alto ante movimientos telúricos y finalmente los resultados del análisis de la resistencia del hormigón en los elementos estructurales son deficientes por lo cual se recomienda acudir al reforzamiento de la estructura utilizando técnicas mediante placas y vigas que necesitan ser implementadas para reducir los desplazamientos y rigidizando la estructura con lo cual se logra reducir la vulnerabilidad generada por la informalidad en las construcciones de viviendas. [4]

La capacidad de una estructura puede ser evaluada bajo el criterio del análisis estático no lineal de carga incremental, denominado en inglés pushover analysis (PA), el cual nos permite obtener un espectro de capacidad a partir de una curva de capacidad. Para lo cual, se proyecta la teoría de que una estructura mueve más masa en el miento que vibra a manera de un sistema de un grado de libertad, esta teoría está apoyada en los factores de participación modal y en la masa efectiva. Una vez obtenidas las curvas de capacidad se desarrolla el método del espectro de capacidad, las cuales hoy en día son utilizadas de manera indispensable en el diseño y la evaluación sismo-resistente de las estructuras, Freeman 1998; Fajfar y Gaspersic 1996; Chopra y Goel 1999; Fajfar 1999). Todo esto es necesario para demostrar cómo, a partir de una representación bilineal del espectro de capacidad, se pueden obtener curvas de fragilidad que representan la susceptibilidad de una estructura a ser dañada debido a un terremoto y curvas de daño que se obtienen después de cruzar la demanda y la capacidad lo que nos permite tomar decisiones indispensables de la estructura que estamos evaluando. [5]

En una construcción informal, realizar un análisis sísmico es indispensable pues, en estas estructuras es bastante complicado garantizar una respuesta adecuada ante un sismo, además no es posible verificar la calidad de los materiales que se utilizaron para construirlas, teniendo en cuenta estas aseveraciones se puede resumir que el colapso de estas estructuras es inminente ocasionando grandes pérdidas materiales por ende económicas y lo que es más lamentable pérdida de vidas humanas, por esta razón es necesario realizar una evaluación estructural y se recomienda un análisis no lineal (Pushover), tomando en cuenta todas las características de los elementos que conforman la estructura ya sea mediante toma de muestras durante la construcción o a su vez realizando ensayos semi destructivos en el caso de que la estructura sea una existente, determinando sus características físicas mecánicas, con los resultados que arroja el cálculo se evalúa la estructura para los niveles de amenaza sísmicas planteadas en la norma NEC 2015 obteniendo diversos comportamientos negativos para la estructura demostrando así que tiene una alta vulnerabilidad, una vez obtenidos los resultados se establece un reforzamiento en la estructura dependiendo el déficit en sus elementos estructurales y su baja capacidad para disipar energía de un sismo, los reforzamientos más comunes que se realizan son un encamisado metálico en columnas en toda su longitud, con esto logramos que la estructura alcance la resistencia necesaria para soportar los diferentes niveles de amenaza, este método utilizado para evaluar es adecuado para analizar estructuras existentes construidas de manera informal. [6]

En vista que predominan las construcciones informales en todo el país, no es nada complicado encontrar una vivienda realizada informalmente así se tiene en la parroquia de Alóag perteneciente al cantón Mejía, alrededor del 90% de las viviendas son construidas en hormigón armado de manera informal, “auto construidas”. A estas estructuras se han realizado un análisis

estático no lineal donde se determinó puntos de desempeño en dos edificaciones, comprobando los objetivos de rehabilitación que van acorde con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, a las cuales se debe realizar un reforzamiento en ambas estructuras, concluyendo que con inversiones inferiores al 5% del costo total de la obra se puede llegar a obtener desempeños óptimos para el sismo de diseño. [7]

A. Llocle (2021), en un estudio realizó una evaluación del desempeño estructural sísmico en el Bloque del nivel secundario del colegio emblemático Ladislao Espinar de la ciudad de Espinar, Perú, a través de la aplicación del análisis estático no lineal Pushover, empleando el método de Espectro de Capacidad bajo los lineamientos de normativa FEMA – 440, donde realizó simulaciones en el software de análisis estructural SAP2000 en la infraestructura mencionada, para determinar el nivel de desempeño de la estructura en caso que ocurra un evento sísmico máximo, con este análisis se busca determinar el nivel de desempeño de la estructura, se ha realizado el análisis para tres niveles de amenazas sísmicas de: sismo de servicio, de diseño y máximo en los cuales han presentado resultado satisfactorios mostrando un nivel de desempeño de ocupación inmediata para los sismos de servicio y diseño mientras que para una demanda máxima presenta ocupación inmediata en sentido transversal y control de daños longitudinalmente llegando a concluir que la estructura es segura y cumple con el propósito con la cual fue construido que es servir de refugio ante un evento de actividad sísmica máxima, además, es notorio como el empleo de análisis estático no lineal Pushover en la elaboración de los proyectos es muy provechoso para conocer cuál será el comportamiento de la estructura realmente y rápidamente conocer si se cumple con los requerimientos de la filosofía de un diseño sismorresistente que plantea la norma, además, una de las ventajas que presenta este análisis es que permite establecer el factor de reducción sísmico real o muy cercano a la realidad de la estructura para realizar un análisis lineal del diseño estructural con datos asertivos. [8]

M. Filian & J. Macías (2018) En su investigación realizaron un análisis estático no lineal el cual lo describen como un método que en nuestro país no tiene o no tenía más bien una gran acogida pero que a pesar de ser un método nuevo es muy utilizado y tiene gran aceptación y acogida a nivel mundial el cual ayuda principalmente a evaluar, analizar y predecir el comportamiento no lineal de una estructura sometida a cargas laterales o sísmicas para este estudio han tomado en cuenta una estructura existente que corresponde a un Centro Educativo Parvulario donde han observado el incumplimiento de parámetro de diseño que se estipulan en las normas lo cual se contempla en el análisis pues mostró rotación en los tres primeros modos de vibración lo que indica que la estructura presenta fragilidad y poca ductilidad, con esto se demuestra que los modelos de simulación no lineales son mucho más precisos y permiten idealizarnos el comportamiento real de la estructura en cuestión ante un sismo lo cual es de vital importancia para realizar un correcto diseño para su posterior construcción o a su vez realizar un adecuado reforzamiento de una estructura ya existente. [9]

1.2 Justificación

En Ecuador especialmente en la ciudad de Ambato existen diversos factores que acarrear a una elevada vulnerabilidad de una edificación como la construcción en sitios de riesgo como taludes y quebradas, además, muchos expertos concuerdan en que la mayor causa de riesgo está estrechamente ligada a la informalidad, la construcción informal en el país es casi del 70%, en nuestro país se carece de registros municipales, de planos y licencias de construcción estrictos, o a su vez no han sido revisados por los profesionales correspondientes y las edificaciones son construidas directamente por maestros de obra con mucha o ninguna experiencia. [1]

Si bien es cierto una estructura es diseñada y con diversas normas tanto nacionales como internacionales calculada para que resista principalmente eventos sísmicos puesto que nuestro país se encuentra ubicado dentro del denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico” la zona que más actividad sísmica presenta en todo el planeta [10], y salvaguardar la vida de sus ocupantes, todo esto se realiza y se detalla en un plano estructural del cual los maestros de obra deben guiarse y respetar a carta cabal para su correcto funcionamiento, cabe mencionar que la función principal de un ingeniero civil es controlar que todo esto se cumpla pues, de otro modo, la estructura es propensa a actuar de diferente manera ante eventos de gran magnitud.

Las edificaciones informales presentan irregularidades en la cantidad de acero usado en las estructuras, también carecen de un diseño de hormigón adecuado, se cuenta con exceso de agua en la mezcla, existe deficiencia en el doblado de los aceros, en su amarrado, son realizados de manera antitécnica, así también la utilización de mampuestos de deficiente calidad. [11]

En la actualidad no todas las construcciones están bien hechas, en Ambato un 70% son informales, es decir que los dueños construyen directamente con los maestros de obra. Esta investigación está enfocada a la construcción de una vivienda de inicio a fin realizada de manera informal con el propósito de conocer el gasto o ahorro que este represente y apreciar en qué le afecta o conviene realizar una construcción de este modo, pues en caso de presentar problemas estructurales se tendrá que encontrar una solución que puede llegar a doblar gastos o a su vez el no poder realizar ningún tipo de reparación por lo que se convertirá en una pérdida total. Cabe tomar en cuenta que, en promedio, para reforzar técnicamente una casa con afectaciones en la estructura se requiere invertir entre el 10% y 25% del costo total del inmueble, además, para cada edificación se debe aplicar un método distinto. [12]

Esta investigación está muy relacionada con la actividad sísmica por esta razón es necesario tener en cuenta el ocurrido el 5 de agosto de 1949, conocido como Terremoto de Ambato o Pelileo, el cual fue potencialmente destructivo a tal punto que se produjo grandes deslizamientos por la situación geográfica de Pelileo, el epicentro según investigaciones, se ubica en una falla al sur del Nido Sísmico de Pisayambo, aproximadamente a 20 km nororiente de Pelileo con una magnitud de 6.8 con una profundidad menor a 15 km. De acuerdo a las investigaciones realizadas por José Egred, el terremoto dejó más de 6 000 muertos y alrededor de 100 000 personas sin hogar además un área afectada de 1 920 km². Las ciudades con mayor destrucción fueron Pelileo² con un 100% de daños, Píllaro 90%, Guano 80% y Ambato 75%, los efectos tras este evento fueron grandes grietas y derrumbes, así también deslizamientos en montes y caminos de toda la región, licuefacciones (principalmente en el sector de La Moya en Pelileo) donde tradicionalmente ha ocurrido el mismo fenómeno con otros terremotos, la destrucción de Pelileo fue tan grande que la ciudad se debió reconstruir en otro sitio, aunque con posterioridad se repobló. Los efectos del terremoto se extendieron a las provincias aledañas como Tungurahua, Cotopaxi, parte de Bolívar, Pichincha y Pastaza principalmente aunque el sismo se sintió prácticamente en todo el país donde se registraron pérdidas materiales afectando la situación socioeconómica del mismo durante varios años. [13]

Lo anteriormente descrito se puede complementar con el estudio realizado sobre la microzonificación sísmica de Ambato donde se menciona que la ciudad se encuentra ubicado en un sector de alto peligro sísmico debido a que atraviesan tres fallas geológicas importantes que son la de Huachi, Ambato, y Totoras las mismas que pueden provocar sismos denominados impulsivos, que presentan corta duración pero son extremadamente

destructivos, esto nos conlleva a realizar un diseño sísmico o evaluación de estructuras de una manera meticulosa. [14]

Como se puede evidenciar, nuestro país es vulnerable a que sucedan eventos sísmicos por lo cual es de vital importancia estar de cierto modo preparados en todo sentido pues un sismo es impredecible y por esta misma razón toda estructura deberá diseñarse y construirse respetando las normas vigentes y utilizando los mejores materiales posibles de otro modo será necesario un estudio como el realizado por O. Sarmiento(2021) sobre “Estudio del comportamiento sísmico de contenidos de uso típico en el Hospital General Docente Ambato” donde abordó temas como el comportamiento de elementos no estructurales presentes en hospitales durante un evento sísmico, debido a que terremotos pasados han causado pérdida de vidas humanas, económicas, e interrupciones del funcionamiento dentro de hospitales, para lo cual analizó el comportamiento dinámico de contenidos de uso típico en el Hospital General Docente Ambato. Para su desarrollo se realizó un análisis sísmico a la estructura del hospital, sometida a espectros y registros de aceleraciones pertinentes. [15]

Para determinar los datos para nuestra investigación tales como dimensiones de los elementos estructurales cantidad, diámetros y distribución de acero de refuerzo longitudinal y transversal utilizado, se tomará las medidas directamente en la obra al momento de su construcción de la vivienda del señor Luis Guaita ubicada en la ciudad de Ambato donde constataremos además las técnicas aplicadas en la dicha construcción, además, para determinar la resistencia de hormigón utilizado en la construcción de la estructura se tomará muestras in situ acorde la norma ASTM C31 tomando en cuenta cada una de las sugerencias estipuladas. [16]

Así también se aplicará el Método de análisis estático no lineal (Pushover) para evaluar el comportamiento de la estructura lo cual nos permitirá

determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento natural principalmente un sismo. [17]

Una vez realizado el análisis y conseguir el nivel de desempeño de la estructura a investigarse se planteará una o varias opciones de reforzamiento en caso de que esta la necesitara lo cual nos permitirá realizar una comparación en la respuesta sísmica de la edificación calculada inicialmente y al construida por los maestros, [18] así también nos permitirá realizar una comparación en el aspecto económico considerando en caso que se tenga que realizar un reforzamiento lo cual representaría un gasto extra al propietario.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Comparar los costos económicos y la respuesta estructural ante un sismo de una edificación construida de manera informal y una edificación construida técnicamente, a través del análisis por desempeño de la estructura.

1.3.2 Objetivos específicos

- Determinar la calidad de los materiales utilizados en la construcción.
- Determinar las dimensiones de los elementos estructurales, así como la resistencia del concreto que los conforma.
- Modelar la edificación en un software computacional para analizar su comportamiento mediante un análisis estático no lineal (Pushover).
- Modelar la misma estructura, considerando todos los criterios técnicos que demanda la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 para verificar su comportamiento estructural.

1.4 Hipótesis

El desempeño sísmico de una vivienda construida informalmente en la ciudad de Ambato puede ser inoportuno y pretender de un reforzamiento estructural.

1.5 Fundamentación teórica

1.5.1 Peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico

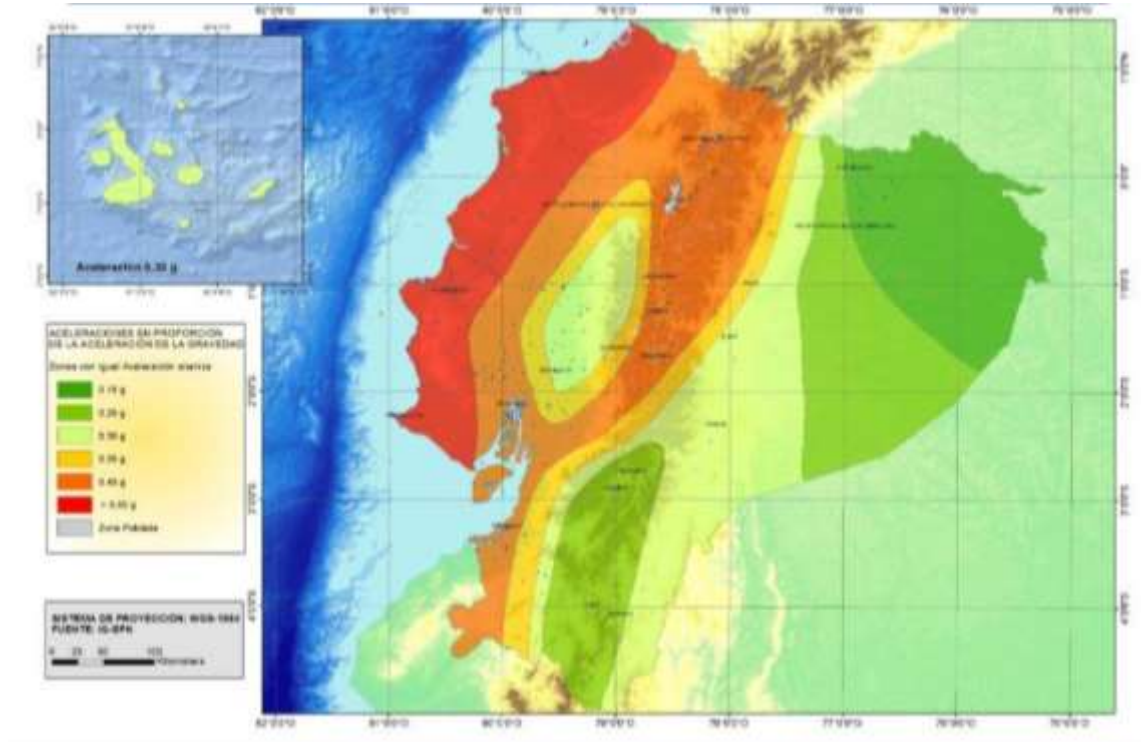
1.5.1.1 Peligro Sísmico

El peligro sísmico expresa la probabilidad de que ocurra un movimiento sísmico con una intensidad particular dentro de un período y un área específica. El objetivo de los estudios de peligro sísmica es estimar los movimientos del suelo en una ubicación específica o evaluar la magnitud del terremoto en el área investigada, así también describe los efectos provocados por movimientos sísmicos en el suelo en esta área así tenemos: la aceleración, la velocidad, el desplazamiento del terreno o intensidad macrosísmica de la zona. Para valorar éstos efectos de un sismo es necesario analizar los fenómenos que se presentan a partir de la emisión de las ondas sísmicas provocadas en el foco hasta que estas ondas llegan al área de investigación. [19]

Zonas sísmicas y curvas de peligro sísmico de Ecuador

El mapa de zonificación sísmica proporcionado por la NEC para diseño es el resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años ($T_r=475$ años), que incluye un rebose a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. [20]

Figura N° 1: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona



Fuente: NEC-SE-DS

Tabla N° 1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

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

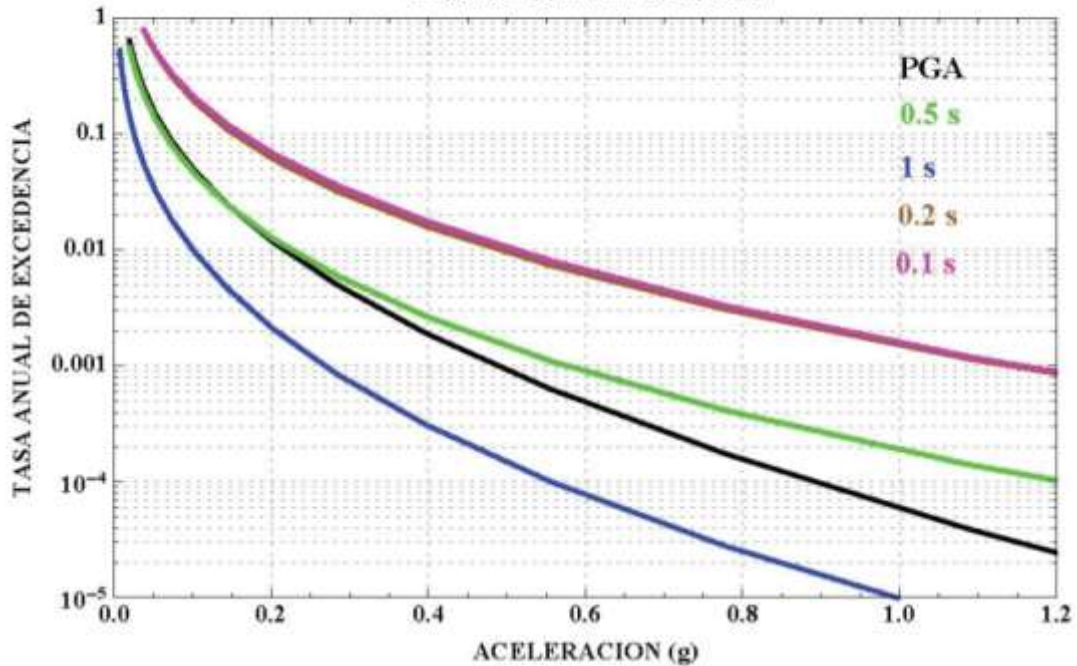
Fuente: NEC-SE-DS

La NEC recomienda, para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación; utilizar diferentes niveles de peligro sísmico para verificar el cumplimiento de niveles de su desempeño [20]. Los niveles de aceleración sísmica esperada en roca se definen en las curvas de peligro sísmico probabilista proporcionado para cada capital de provincia,

relacionando la aceleración sísmica en el terreno (PGA) con un nivel de probabilidad anual de excedencia. [20]

Figura N° 2: Curvas de Peligro Sísmico para Ambato

Curvas de Peligro Sísmico para AMBATO (-1.25; -78.63) a diferentes Periodos Estructurales



Fuente: NEC-SE-DS

1.5.1.2 Vulnerabilidad sísmica

Se denomina vulnerabilidad sísmica al grado de daño que afecta una estructura debida a un sismo de determinadas características. Así se pueden definir como estructuras con vulnerabilidad alta o baja ante un evento sísmico. No hay que olvidarse que la vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de cada estructura, además, no tiene relación alguna con la peligrosidad del emplazamiento. Dicho de otro modo, una estructura puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo esto dependerá si se encuentra o no en un lugar donde exista un determinado peligro sísmico. [19]

1.5.1.3 Riesgo sísmico

El riesgo sísmico está estrechamente relacionado con la vulnerabilidad pues el riesgo es mayor a medida que crece el factor de vulnerabilidad, si bien es

cierto el peligro sísmico es un fenómeno natural este no puede ser eliminado o reducido y debido a que es casi imposible predecir un sismo, lo que se hace es establecer la ocurrencia de un evento sísmico en un período de años, pero no se puede brindar en una fecha exacta [19]. En resumen, el riesgo es el resultado de la combinación del peligro y la vulnerabilidad, es decir:

$$\text{Peligro} + \text{vulnerabilidad} = \text{riesgo}.$$

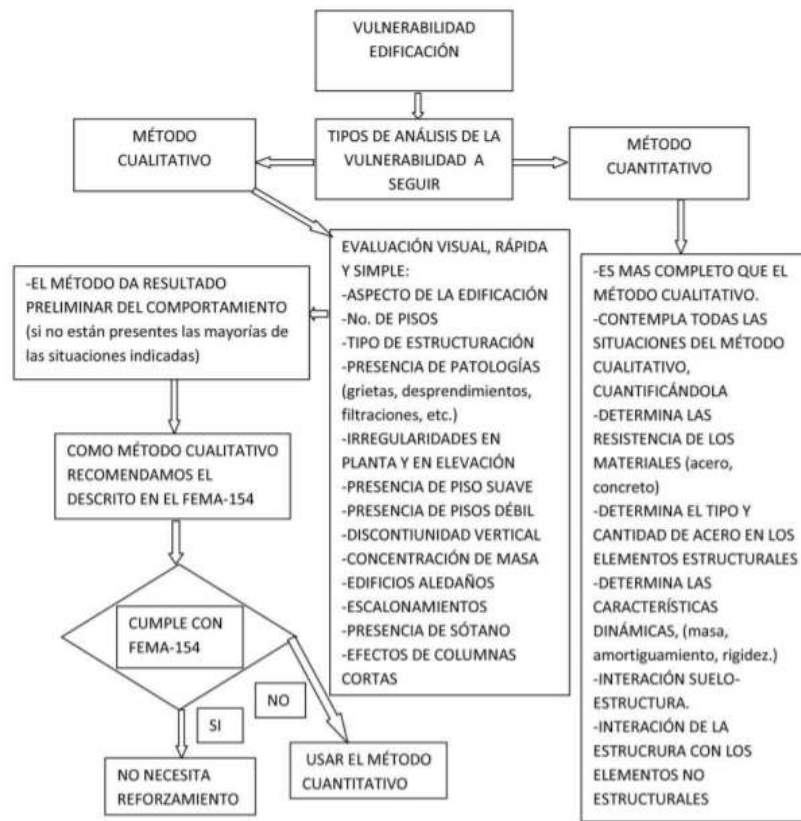
Del riesgo sísmico podemos decir también que es una expresión probabilística del efecto de los daños que se muestran ante las acciones sísmicas que ocurren en un lugar determinado. [21]

Así también se definen como las consecuencias sociales y económicas a consecuencia de la falla de una estructura donde su capacidad resistente ha sido superada por el terremoto. [22]

1.5.2 Métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica

Para un mejor entendimiento de la vulnerabilidad sísmica se detalla a continuación un esquema donde se observan los métodos para determinar la vulnerabilidad en una edificación, así como las características necesarias en cada una de los métodos existentes.

Figura N° 3: Matriz de análisis de la vulnerabilidad sísmica de una edificación



Fuente: José D. et al, Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón armado existente.

1.5.2.1 Método cualitativo

Se trata un análisis de las cualidades físicas de una estructura mediante de la observación e inspección de sus instalaciones entre las cuales se pueden mencionar: ATC-21, Índice de vulnerabilidad, Método italiano de Benedetti y Petrini, FEMA P-154, entre otros. Algunas metodologías entre ellas el FEMA P-154 comprenden acciones previas al trabajo en campo como: averiguar la historia del edificio, fecha de construcción, códigos con el cual realizaron el diseño, etc. Para este tipo de análisis es necesario conocer los materiales con los que fueron construidos, pero muchas de las veces estos no son visibles a simple vista por lo que generalmente el evaluador estima estos valores bajo su criterio. [23]

- **Análisis visual rápido considerando FEMA 154**

Es un método establecido por el Federal Emergency Management Agency (FEMA), conocido como FEMA-154, en el cual se determina un índice que permite definir si se debe o no reforzar una estructura, para determinar dicho índice se realiza una inspección visual tomando en cuenta ciertos parámetros como: localización, número de pisos, área de construcción, uso, un espacio para esquematizar irregularidades tanto en planta como en elevación, entre otros aspectos visuales, una vez realizada la evaluación si el resultado es menor o igual que dos, es necesario usar un análisis más a detalle que conlleva el análisis de la edificación con análisis lineal en primera instancia, si cumple no hay que reforzar, si no cumple se procede a realizar un análisis no lineal de la estructura, si cumple no hay que reforzar y si no cumple definitivamente hay que reforzarla. Si el índice del análisis es mayor o igual que dos, no necesita reforzamiento, el índice 2 significa que la edificación tiene una probabilidad de 1 a 100 de que colapse. [24]

- **Análisis visual rápido considerando NEC 2015**

Esta evaluación está basada en FEMA 154, que permite clasificar a una edificación en tres categorías así tenemos: baja vulnerabilidad de daños y seguridad de los ocupantes frente a un sismo, Vulnerabilidad media que estarían dentro de los parámetros aceptables y vulnerabilidad alta los cuales necesitan un estudio más profundo, realizado por un ingeniero experto en diseño estructural. [25]

Este procedimiento no requiere ningún análisis estructural y la inspección requerirá únicamente, identificar el sistema estructural de la edificación y recopilar datos que constan en el formulario. La visita durará entre 15 a 30 minutos por edificación y si se logra llegar al interior de esta entre 30 y 60 minutos. El objetivo principal de esta evaluación es identificar las edificaciones más vulnerables frente a eventos sísmicos, que requieren otro tipo de estudio más detallado. [25]

1.5.2.2 Método cuantitativo

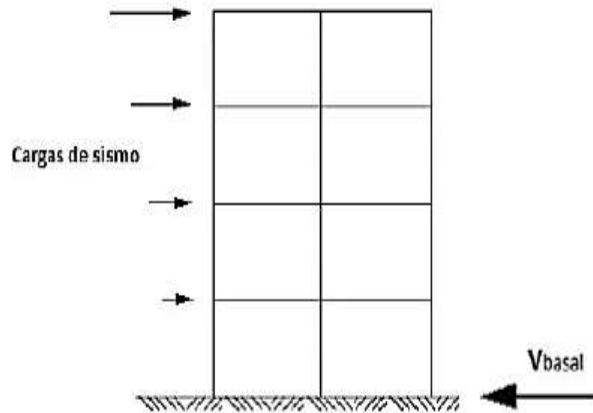
En este tipo de análisis se construye un modelo matemático de la estructura simulando las propiedades mecánicas de los materiales y del sistema resistente, para tener una respuesta lo más cercana a la realidad de su comportamiento ante un fenómeno natural como el viento o sismo.

Para el análisis sísmico de estructuras generalmente se utiliza dos tipos de métodos: lineal y no-lineal. Los métodos simplificados estático equivalente y dinámico lineal se basan en la ductilidad de los materiales y solo toman en cuenta el rango elástico, mientras que los métodos no lineales toma en cuenta el análisis de comportamiento y deformaciones hasta superar el punto de fluencia de la estructura hasta llegar al colapso y así se obtienen resultados más apegados a la realidad. Para realizar el análisis lineal o no-lineal de una estructura hoy en día se utiliza software especializado en análisis estructural como: Seismostruct, Etabs, MatLab, y Sap2000. [23]

- **Análisis estático lineal (estático equivalente)**

Para realizar este tipo de análisis se convierte el movimiento del suelo en cargas horizontales equivalentes iguales al cortante basal que se transmite a la base de la estructura, dichas cargas se calculan con respecto al peso total de la estructura y la aceleración que transmite el suelo. Generalmente para analizar edificios regulares en los que el primer modo de vibración es el fundamental, las cargas se reparten verticalmente en todos los pisos sobre su centro de masas en forma triangular. [23]

Figura N° 4: Distribución triangular de fuerzas equivalentes sobre un edificio regular



Fuente: Paredes Iván. 2019

- **Análisis estático no lineal (Pushover)**

Se trata de un análisis inelástico donde por medio de un incremento progresivo de un empuje lateral provoca el incremento de fuerzas internas en los elementos como los desplazamientos, básicamente el termino Pushover se traduce como “hacer caer” o “empujar hasta que se caiga”, es decir, para este análisis se aplican cargas de manera monótonica en la estructura hasta que llega al colapso, generalmente se recomienda que este análisis en estructuras que no sobrepases los 10 pisos, pues más allá de esto se debe tomar en cuenta los modos de vibración para lo cual se debe aplicar otro tipo de análisis más complejo como análisis multimodal que refleje el verdadero comportamiento de la edificación. [26]

- **Análisis dinámico no lineal (tiempo historia)**

En un análisis no lineal este método resulta ser el más efectivo, pese a su dificultad numérica y el tiempo de cálculo, ya que posee una elevada exactitud en sus resultados y análisis más reales. [26]

1.6 Análisis estático no lineal PUSHOVER

El análisis no lineal se lo determina a partir de que a una estructura se le aplica cargas de gravedad y fuerzas laterales incrementales de forma monótona hasta conocer la capacidad máxima de la estructura, es decir, hasta que la estructura colapse, además, su capacidad se la expresa graficando el desplazamiento que tuvo lugar en el último nivel versus la fuerza cortante en la base de dicha estructura. [27]

El análisis Pushover es ideal para: Obtener la Curva de Capacidad Lateral más allá del Rango Elástico, así también nos permite obtener la formación secuencial de mecanismos y fallas en los elementos estructurales. [28]

1.7 Capacidad

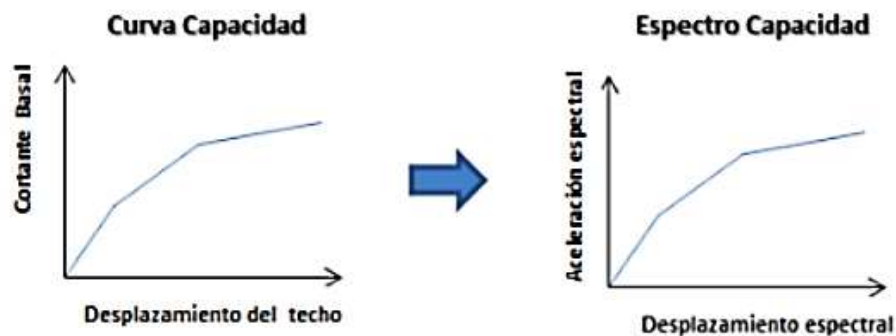
La capacidad de una estructura es una representación de la destreza que tiene esta para oponer resistencia la demanda sísmica. La capacidad de una estructura está en función de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes que la componen. Con el fin de determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal, el cual puede ser desarrollado de forma estática o dinámica. [17]

La evaluación de la capacidad de una estructura nos permite conocer el punto de desempeño de la misma, pero para alcanzar este análisis se debe encontrar la curva de capacidad que está relacionada con la carga y descarga de los elementos a la que se conoce también como curva de histéresis, que es la relación de esfuerzo vs deformación, el cual nos permite apreciar el daño en sus componentes durante su tiempo de uso, finalmente esta curva presentados aspectos de control importantes que son: La capacidad de fluencia y capacidad última. [29]

- **Curva de capacidad**

La curva de Capacidad de una estructura es la representación gráfica en la que se relacionan las fuerzas en la base (denominado también cortante basal, V) y los desplazamientos (D) del nivel superior de la estructura, brindando al diseñador resultados claros y muy cercanos a la realidad, esta curva nos presenta además una idea de la respuesta del primer modo de la estructura, para estructuras con una flexibilidad elevada se debe tomar en cuenta los modos más altos de vibración, la capacidad total de una estructura va a depender de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes en este caso el hormigón, el acero y la combinación de estos, una de las finalidades más importantes de la obtención de esta curva es para poder identificar la capacidad a la fluencia y capacidad última que posee la estructura analizada. [30]

Figura N° 5: Esquema del procedimiento para determinar la curva de capacidad



Fuente: Ramón Calcina. 2017

Esta curva forma parte de la filosofía de diseño denominada “Diseño por Capacidad”, donde el objetivo principal es conseguir una estructura resistente a los desplazamientos provocados en un sismo severo, esto conlleva a mantener en pie y funcional a la estructura evitando el colapso a pesar de que se haya excedido su resistencia, todo esto será posible aplicando un análisis donde se llegue a deformar inelásticamente a la estructura. [30]

- **Métodos de análisis no lineales de Espectro de capacidad**

Una estructura muestra desplazamientos laterales y por ende deformaciones en sus elementos cuando es atacada por movimientos sísmicos, cuando los desplazamientos son mínimos significa que los elementos se deformaran dentro del rango elástico, es decir, en este rango no se evidencian daños graves, por otro lado, si los desplazamientos se presentan con una amplitud mayor las deformaciones se encuentran dentro del rango inelástico donde en la edificación será posible observar daños severos [31]

Se puede estimar de manera satisfactoria la respuesta general de una estructura si se encuentra en el rango inelástico y la demanda de sus elementos estructurales, aplicando métodos no lineales sencillos como: Método de espectro capacidad (Capacity Spectrum Method) y el método de linealización equivalente (Equivalent Linearization) [31].

- **Método de espectro capacidad ATC 40**

Con este método es posible estimar mediante un gráfico el desempeño sísmico de una estructura, utilizando la intersección del espectro de demanda con el espectro de capacidad. [31]

Los procedimientos usados para el método son los siguientes:

- ✓ Una vez obtenida la curva de capacidad “pushover” se procede a transformar a un nuevo formato “ADRS” (Acceleration Displacement Response Spectra), conocida también como espectro de capacidad, en esta nueva curva se representa la aceleración espectral (S_a), vs el desplazamiento espectral (S_d). Para realizar esta conversión, a cada punto (V_{oi}, Δ_{ni}) de la curva de capacidad obtenida, le corresponde un punto (S_{ai}, S_{di}) del espectro de capacidad. [31]

$$S_{d_i} = \frac{\Delta_{ni}}{\beta_1 * \phi_{1,n}} \quad S_{a_i} = \frac{V_{oi}}{\alpha_1}$$

Donde:

α_1 : Masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

β_1 : Factor de partición asociado al modo fundamenta.

$\emptyset_{1,n}$: Amplitud en el nivel de cubierta de la forma de vibración del modo fundamental.

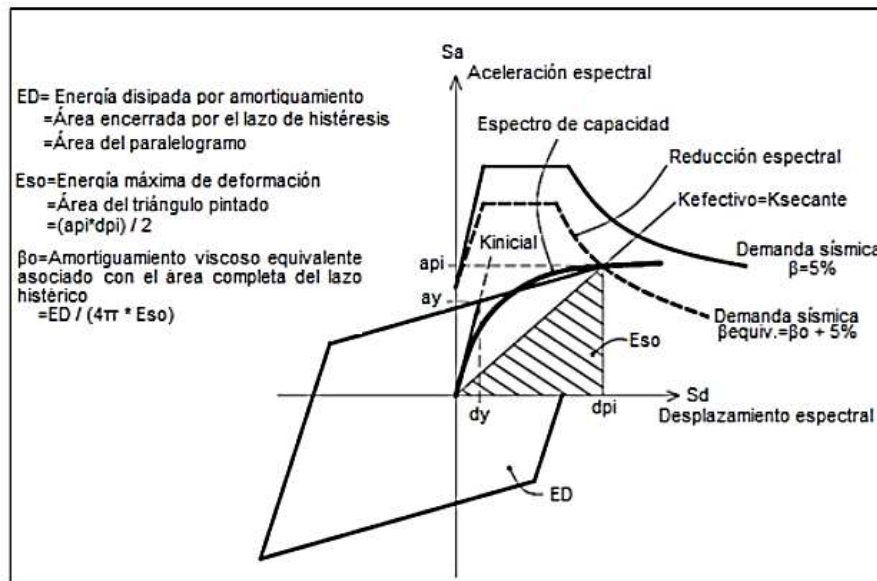
- ✓ Para obtener el espectro de demanda se procede a transformar el espectro de respuesta a un formato “ADRS” como en el procedimiento anterior, donde el amortiguamiento de la estructura debe ser adaptado en función de la capacidad de disipar energía que posee [31].
- ✓ Esto es posible cuando a cada punto (S_{a_i}, T_i) del espectro de respuesta, corresponde un punto (S_{a_i}, S_{d_i}) de la siguiente manera:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} * g$$

Donde: T_i : Periodo de la estructura, en segundos.

- ✓ Una vez obtenidas los dos espectros se procede a superponerlos, con esto se puede observar el punto de intersección de las curvas, esta intersección se conoce como punto de desempeño y corresponde al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento. [31]

Figura N° 6: Representación gráfica de la linealización equivalente en el método de espectro de capacidad según ATC 40.

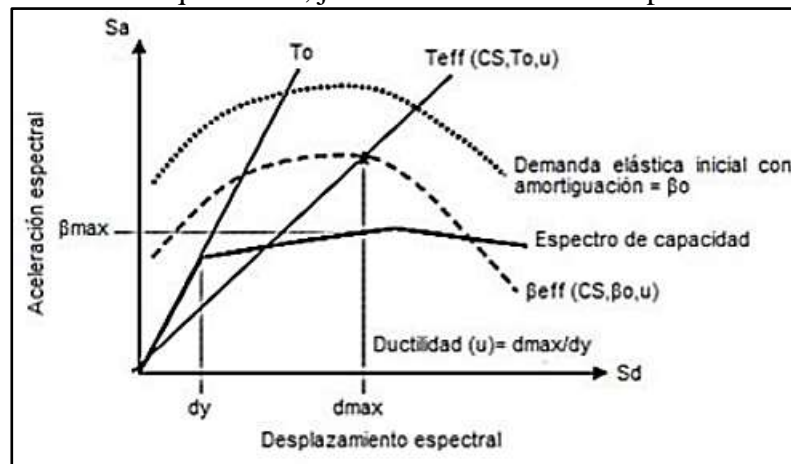


Fuente: G. Orellana and J. Parra, 2017

- **Método de espectro capacidad FEMA 440 (linealización Equivalente)**

Este método es una mejora del método ATC 40, el cual, para estimar la respuesta del desplazamiento del sistema no lineal mediante un sistema lineal equivalente con un periodo efectivo, mediante la utilización de linealización equivalente como parte de un procedimiento estático no lineal que modela la respuesta inelástica de la estructura con un oscilador de un sistema de un grado de libertad (SDOF). La relación fuerza deformación general para un oscilador SDOF en formato de espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (ADRS) se le conoce como curva de capacidad. [31]

Figura N° 7: Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) con los parámetros de amortiguación y período efectivos de un sistema lineal equivalente, junto con una curva de capacidad.



Fuente: Gonzalo Orellana, Jonnathan Parra.2017

Capacidad de Fluencia (Y_c):

Es la fuerza lateral de resistencia del edificio antes que el sistema estructural haya desarrollado la respuesta no-lineal. [30]

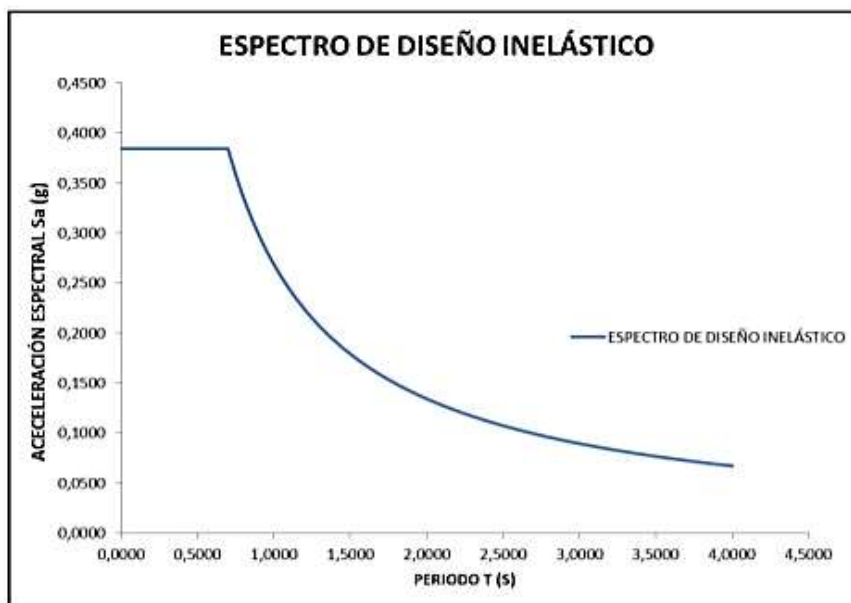
Capacidad Última (U_c):

Es la resistencia máxima del edificio cuando todo el sistema estructural del edificio alcanza el estado plástico, Hasta el límite elástico, se asume que la capacidad del edificio es lineal con la rigidez basada en un período fundamental estimado del edificio. Entre el punto de fluencia y el punto último, se da una transición brusca en pendiente de la curva de capacidad pasando de un estado elástico a uno netamente plástico. [30]

1.8 Demanda

Es un valor que viene determinado por fuerzas externas (sismo) y se la representa mediante la curva de demanda, para ello se utiliza un espectro en estado lineal o no lineal, que no es otra cosa que el espectro de respuesta elástica dividido para el factor de reducción de resistencia R , si se trata de una estructura de gran ductilidad se produce un deterioro relativamente lento evitando daños severos lo que define un desempeño estructural óptimo, en otras palabras si el espectro de capacidad y el espectro de demanda se encuentra máximamente separados los daños pueden ser más relevantes. [29]

Figura N° 8: Curva de demanda

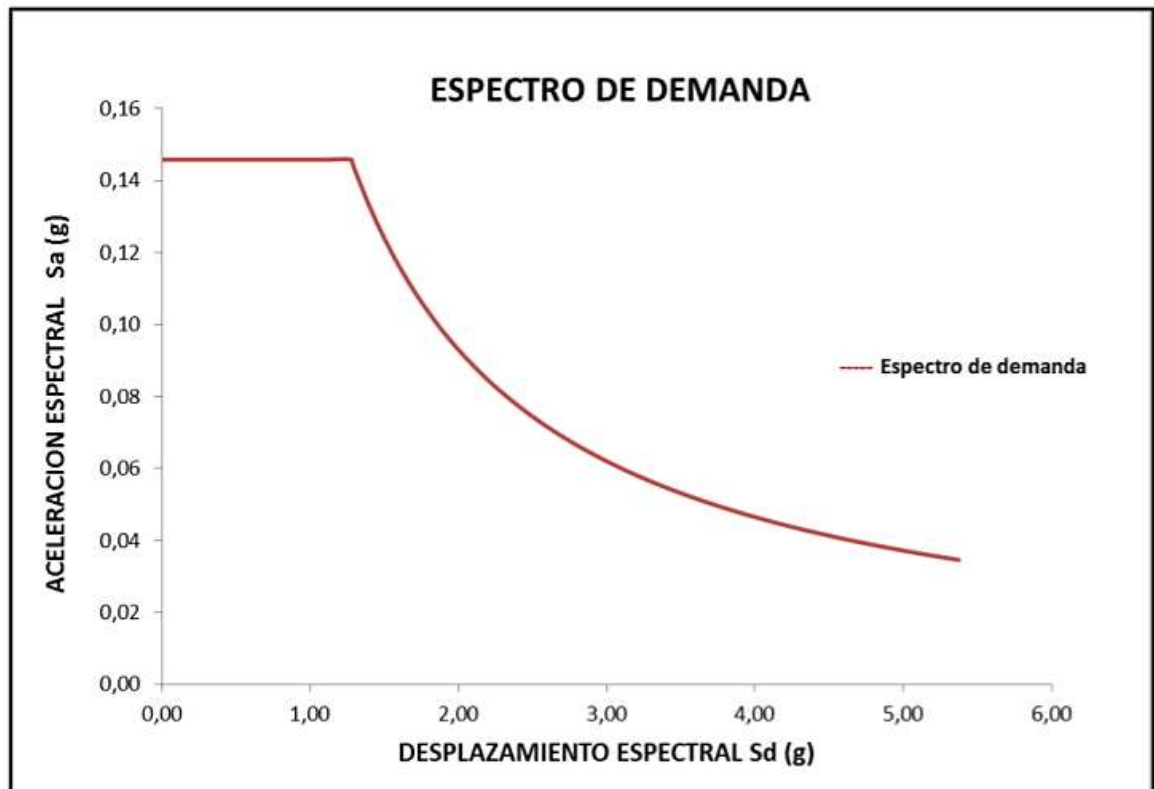


Fuente: Yugcha, 2018

El espectro de diseño en aceleraciones se tiene que transformar en un espectro de demanda con la expresión que se muestra a continuación:

$$Sd_i = \frac{T^2}{4\pi^2} * Sa_{i*g}$$

Figura N° 9: Espectro de demanda



Fuente: Yugcha, 2018

- **Movimientos sísmicos de diseño**

La amenaza sísmica trae consigo efectos inmediatos como lo son: rompimiento en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, deslizamientos y desprendimientos de tierra, además se puede producir eventos secundarios como maremotos, incendios entre otros, todos estos efectos afectan directamente al nivel de desempeño que se espera en la estructura. [32]

Una estructura se ve afectada por la magnitud del sismo, la distancia al epicentro, así como a las características geológicas de la región y el sitio, para realizar una correcta aplicación de diseño basado en desempeño se debe seleccionar un grupo de sismos discretos que incurran en un rango severo y que puedan llegar a ocurrir, a estos sismos se los conoce como movimientos sísmicos de diseño. [32]

- **Sismos de diseño propuesta por el comité VISIÓN 2000**

El comité visión 2000 presenta movimientos sísmicos de diseño basados en términos de intervalos de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia, el período de retorno mantiene una relación directamente con una probabilidad de excedencia para un número específico de años, como se muestra a continuación:

$$T_R = -\frac{t}{\ln(1 - p_e)}$$

Donde: T_R = intervalo de recurrencia

t = tiempo en años

p_e = probabilidad de excedencia

Tabla N° 2: Movimientos sísmicos de diseño, VISIÓN 2000

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	950 años	10 % en 100 años

Fuente: Bonett Díaz, Ricardo León, 2003

- **Sismos de diseño propuesta por ATC-40**

El ATC-40 toma en cuenta tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras estos son sismos de: servicio (SE), de diseño (DE) y máximo (ME). [32]

Sismo de servicio (SE): Para este nivel el movimiento del terreno posee una probabilidad de 50% de ser excedido en un período de 50 años, o a su vez un periodo de retorno de 72 años, se lo califica como un sismo frecuente en vista que puede ocurrir varias veces en el transcurso de vida de la estructura, además la magnitud de estos sismos se considera como aproximadamente la mitad del sismo de diseño de los códigos y normativas. [32]

Sismo de diseño (DE): este nivel representa el movimiento sísmico poco frecuente con una intensidad entre el rango moderado y severo, se considera este tipo de sismo ocurre una vez durante la vida de la estructura, en este caso la probabilidad de ser excedido es de 10 % en 50 años, es decir, que posee un periodo de retorno de 475 años, es el sismo que se considera para diseñar estructuras convencionales. [32]

Sismo máximo, ME: Hace referencia al máximo movimiento que puede presentar el sitio donde se localiza la estructura, tiene una probabilidad de ser excedido de 5 % en 50 años, siendo aproximadamente 975 años su período de retorno, además, se considera que este sismo varía ente 1.25 y 1.5 veces el valor del sismo de diseño, a este tipo de sismo se lo toma en cuenta para diseñar estructuras esenciales. [32]

- **Sismos de diseño propuesta por NEC 2015**

La demanda de desplazamiento se estima como la máxima respuesta esperada de la estructura durante un movimiento sísmico, una estructura presentara un comportamiento inelástico cuando es afectado por un sismo considerado como fuerte, en este caso la estructura debe contar con gran ductilidad, deberá ser capaz de disipar energía por medio de deformaciones y agrietamientos para evitar un colapso repentino. [33]

Los tipos de sismos son los siguientes:

Sismo de servicio: Se considera a aquel que presenta una probabilidad de excedencia anual de 50 % en 50 años o de 72 años de periodo de retorno.

Sismo de diseño: Este sismo por su parte posee una probabilidad de excedencia anual del 10% en 50 años, o 475 de periodo de retorno. Se considera para los espectros de diseño en los códigos de construcción.

Sismo máximo esperado: Posee una probabilidad de excedencia anual del 2 % en 50 años o 2475 años de periodo de retorno. [33]

1.9 Desempeño

El desempeño de una estructura viene dado por la capacidad que presente frente a una demanda sísmica, el desempeño se puede evaluar una vez que se haya determinado la curva de capacidad y se haya establecido un desplazamiento de demanda a través de esta determinación podemos definir que los componentes estructurales y no estructurales se encuentren o no fuera de los rangos permitidos por el objetivo de desempeño. [17]

1.10 Niveles de Desempeño

El daño recibido por un edificio atacado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades post evento sísmico

determina el nivel de desempeño de la estructura, el nivel de desempeño se puede establecer en base a tres principios fundamentales como los siguientes: [30]

- Los posibles daños físicos en los componentes estructurales y no estructurales.
- Inseguridad de los ocupantes de la edificación, afectada por estos daños.
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. [30]

1.10.1 Niveles de desempeño propuesto por comité VISIÓN 2000

Este comité establece cuatro niveles de desempeño como se detalla a continuación:

Figura N° 10: Objetivos de desempeño propuesto por el comité visión 2000

	TO	O	SV	PC
Frecuente 50%-30 años				
Ocasional 50%-50 años				Desempeño inaceptable
Raro 10%-50 años				
Muy Raro 10%-100 años				

Amplaza sísmica (vertical label on the left)
Const. esenciales o peligrosas (diagonal label from TO/O to SV/PC)
Const. seguridad crítica (diagonal label from TO/O to SV/PC)

Fuente: Visión 2000,1996

- **Totalmente operacional:** Se establece que en este nivel no ocurren daños en sus elementos estructurales y no estructurales, es decir, el edificio es seguro para sus ocupantes una vez haya concluido el movimiento telúrico, así también tanto los contenidos como los

servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su utilización, además no se requieren reparaciones. [32]

- **Operacional:** Existen daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, aunque también se puede evidenciar daños leves en los elementos estructurales, pero no compromete la seguridad de la estructura para su posterior ocupación después de culminar el sismo, en cambio se puede ver afectada su funcionalidad debido a daños provocados en ciertos contenidos y componentes no estructurales. Normalmente en este nivel se requiere de reparaciones menores. [32]
- **Seguridad de vida:** En este nivel se aprecian daños moderados en elementos estructurales y no estructurales así también en algunos contenidos de la construcción, existe una disminución notoria en la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales externas, pero a pesar de presentar estas condiciones brinda un margen de seguridad frente al colapso, aquí su funcionalidad también se ve afectada pues su ocupación después del sismo puede ser restringida debido a los daños producidos, generalmente se accede a la rehabilitación de la estructura tomando en cuenta la viabilidad económica. [32]
- **Próximo al colapso:** La estabilidad del sistema estructural se ve seriamente afectado debido a la degradación de su rigidez lateral, se ven afectados también los servicios de evacuación, pese a todos estos daños los elementos que soportan las cargas verticales se mantienen en funcionamiento. Tomando en cuenta estas características, la estructura es insegura para sus ocupantes además su reparación es muy costosa por lo que no es viable realizarla desde el punto de vista económico. [32]

Tabla N° 3: Descripción de los estados de daños y niveles de desempeño.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre - Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: SEOAC Visión 2000 Committee, 1995

1.10.2 Niveles de desempeño propuesta por ATC-40

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales así tenemos:

- **Niveles para los elementos estructurales:**

Existen tres niveles de daño principales que son: ocupación inmediata, seguridad de vida y estabilidad estructural que sirven para establecer un criterio de evaluación y rehabilitación de la estructura, adicionalmente se definen dos rangos intermedios: daños controlado y seguridad limitada que nos permiten establecer más adecuadamente el nivel de daño que posee la estructura. [32]

- **Ocupación inmediata, SP-1:** Se presentan daños mínimos de manera tal que el sistema de cargas resistentes de cargas laterales y verticales permanece con una capacidad y resistencia intacto, en este nivel no se reporta pérdida de vidas humanas además la estructura funciona con normalidad. [32]

- **Daño controlado, SP-2:** Es un estado intermedio entre el de ocupación inmediata y seguridad, aquí los ocupantes de la estructura no están en peligro, pero se pueden ver afectados mínimamente. [32]

- **Seguridad, SP-3:** La estructura se encuentra afectada pero su seguridad frente a un colapso parcial o total no se ve afectada, hay la posibilidad de encontrar heridos tanto en el interior como en el exterior y a pesar de aquello la estructura se mantiene funcional a tal punto de presentar un riesgo a la vida de los ocupantes muy bajo, posiblemente se tenga que realizar reparaciones a la estructura antes de ser ocupada nuevamente teniendo siempre presente la viabilidad económica. [32]

- **Seguridad limitada, SP-4:** Se trata del nivel donde el daño que se ubica entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, donde ciertos elementos de la estructura pueden requerir un reforzamiento para garantizar la seguridad de sus ocupantes. [32]

- **Estabilidad estructural SP-5:** En este nivel la estructura se encuentra en un estado de daño límite y cerca de experimentar un colapso parcial o total. La estructura presenta pérdida de rigidez y resistencia en sus elementos estructurales, a pesar de que el sistema de cargas verticales permanezca en funcionamiento existe un alto riesgo de que llegue a colapsar a causa de posibles réplicas y si

hablamos de estructuras muy antiguas es posible que los daños recibidos sean técnicamente irreparables. [32]

- **No considerado, SP-6:** A este nivel no se le califica como un nivel de desempeño, pero se lo toma en cuenta para evaluar los daños sísmicos no estructurales o a su vez para realizar un reforzamiento. [32]

- **Niveles para los elementos no estructurales:**

Se consideran cuatro niveles de desempeño, entre ellos tenemos: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida.

- **Operacional NP-A:** En este nivel los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio permanecen en su sitio y funcionan con normalidad después del sismo. [32]
- **Ocupación inmediata NP-B:** En este nivel los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pero el funcionamiento de las maquinarias y equipos se puede ver afectado. [32]

Seguridad NP-C: Puede apreciarse severos daños tanto dentro como fuera del edificio, no se llega al colapso y la seguridad de los ocupantes no se ve expuesta pero no pasa lo mismo con las maquinarias y equipos que pueden requerir una reparación o incluso ser reemplazados. [32]

- **Amenaza reducida NP-D:**
- Los elementos no estructurales presentan daños severos y aunque no llegan a colapsar pueden ocasionar heridas a los ocupantes. [32]

- **No considerado NP-E:** No se considera un nivel de desempeño y solamente se utiliza para mencionar que no se han tomado en cuenta los elementos no estructurales para su diseño. [32]

- **Niveles para las estructuras:**

Muestra una combinación de propuesta ATC-40 de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales para representar un comportamiento global del edificio como se detalla en la tabla [32]:

Tabla N° 4: Niveles de desempeño de las estructuras.

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1 - B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No Aplicable
NR: combinación No Recomendada						

Fuente: ATC, 1996

- **Operacional 1-A:** La estructura presenta únicamente daños mínimos, así como en los sistemas y elementos no estructurales los que permite que el edificio funcione con normalidad después de un sismo, las reparaciones que se deban realizar no impiden que se esté ocupando el edificio asociando así este nivel con un estado de funcionalidad. [32]

- **Ocupación inmediata 1-B:** Este nivel se utiliza comúnmente para estructuras esenciales, se espera continuar utilizando los espacios y sistemas de la estructura después de haber ocurrido el sismo, se mantiene la seguridad de los ocupantes. [32]

- **Seguridad 3-C:** La vida de los ocupantes no se ve afectada, este nivel hace referencia al desempeño esperado de la estructura. Presenta mínimos daños en elementos estructurales y ciertos elementos no estructurales. [32]

- **Estabilidad estructural 5-E:** En este nivel se encuentra al límite la seguridad del sistema resistente a cargas laterales por lo que la probabilidad del colapso ante posibles réplicas es muy alta, pese a esta consideración el sistema de cargas verticales garantiza la estabilidad del edificio. Es evidente el daño en elementos estructurales por lo que no es necesario realizar una evaluación en elementos no estructurales. Debido a los daños en la edificación no se puede garantizar la seguridad de los ocupantes ni peatones por ende se sugiere desalojar o en casos críticos, demoler la estructura. [32]

1.10.3 Punto de desempeño

El punto de desempeño nos permite entender de mejor manera la respuesta de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad con lo que es posible mejorar el nivel de seguridad con una inversión mínima, así también con la obtención del punto de desempeño se puede realizar de manera eficaz el diseño de nuevas estructuras, así también la rehabilitación de estructuras existentes, además para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. [32]

Actualmente se utilizan tres métodos de análisis estático no lineal que se utilizan para determinar el punto de desempeño que se conoce también como la demanda de desplazamiento de una estructura sometida a movimiento

sísmico, así tenemos: El método de espectro de Capacidad (MEC), Método del coeficiente de desplazamiento (MCD) y El método N2 (MN2). [32]

- **Métodos para determinar el punto de desempeño:**

- **Método de Coeficientes de Desplazamiento Según el Fema 356**

Para aplicar este método es necesario un proceso numérico directo para establecer el desplazamiento de demanda, en este caso no se requiere transformar la curva de capacidad en coordenadas espectrales, pero este método acarrea la limitación de ser aplicado únicamente a estructuras regulares sin efectos de torsión, además es necesario establecer un modelo matemático de la estructura para su modelación, que sea capaz de representar de forma apropiada la distribución de la masa y rigidez del sistema estructural sin dejar de lado los efectos de la no linealidad, tener en cuenta también los componentes para los niveles de deformación que superan el límite proporcional y se debe incluir los efectos $P\delta$ en el análisis. [6]

- **Método del Espectro de Capacidad (MEC)**

Es un método ágil para evaluar el riesgo sísmico de una estructura, donde un espectro inelástico en formato ADRS (S_a-S_d) representa la demanda sísmica, que se realiza con la respuesta no lineal de la estructura; el espectro inelástico es el resultado de la reducción del espectro elástico lineal en aceleraciones y para hallar el desempeño estructural por este método es necesario obtener el punto de desempeño el cual representa el máximo desplazamiento probable que la estructura realiza durante el sismo, este punto se lo obtiene interceptando el espectro de capacidad con el espectro de demanda como se muestra a continuación: [6]

Figura N° 11: Punto de desempeño

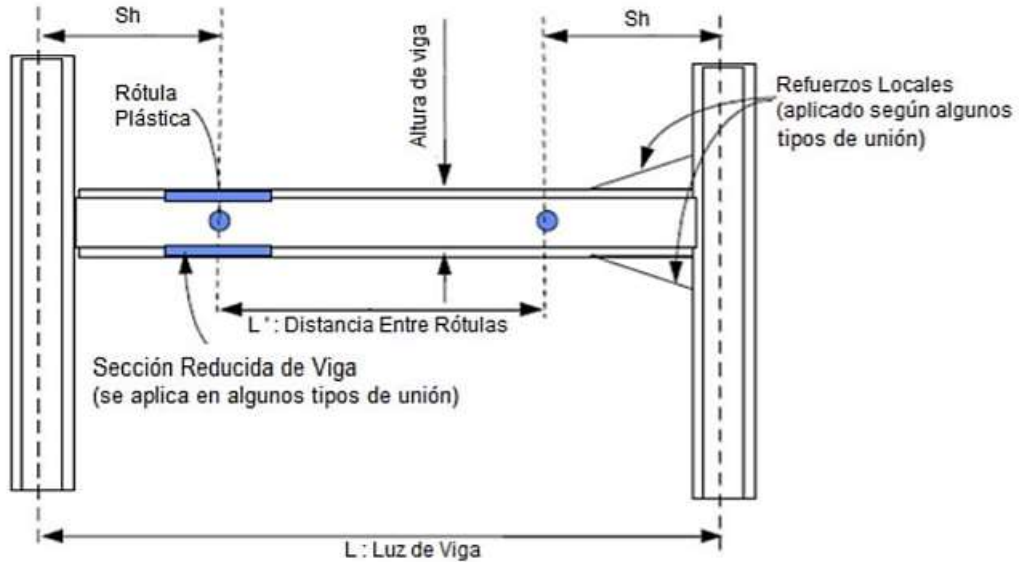


Fuente: Yugcha, 2018

1.10.4 Rótula plástica

Se trata de un fenómeno en estado inelástico de los elementos estructurales sometidos a flexión el cual amortigua la energía, admitiendo que rote la deformación plástica de la unión rígida de un elemento estructural. Esta rótula se utiliza para representar la deformación que se produjo en una parte de una viga o columna donde ha dado lugar una flexión plástica admitiendo la producción de un proceso cinemático sin límites de desplazamiento llamado mecanismo de colapso cuando se inserte una rótula plástica en un límite de carga. [29]

Figura N° 12: Ubicación de la formación de las rótulas plásticas

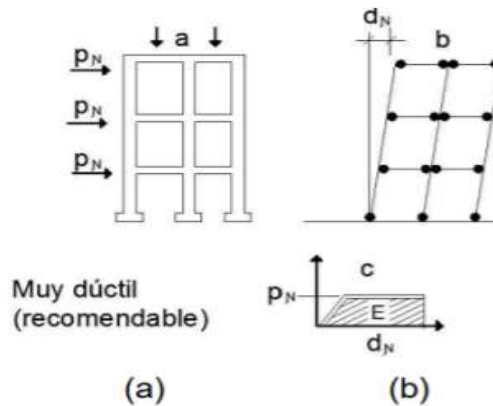


Fuente: Muñiz J., Villón G., 2021

Control de rotulas plásticas

Para que una rótula plástica se califique como correcta debe formarse primero en las vigas y posteriormente en las columnas, pero esto no descarta que pueda llegar a formarse rótulas en las columnas.

Figura N° 13: Control de rótulas plásticas



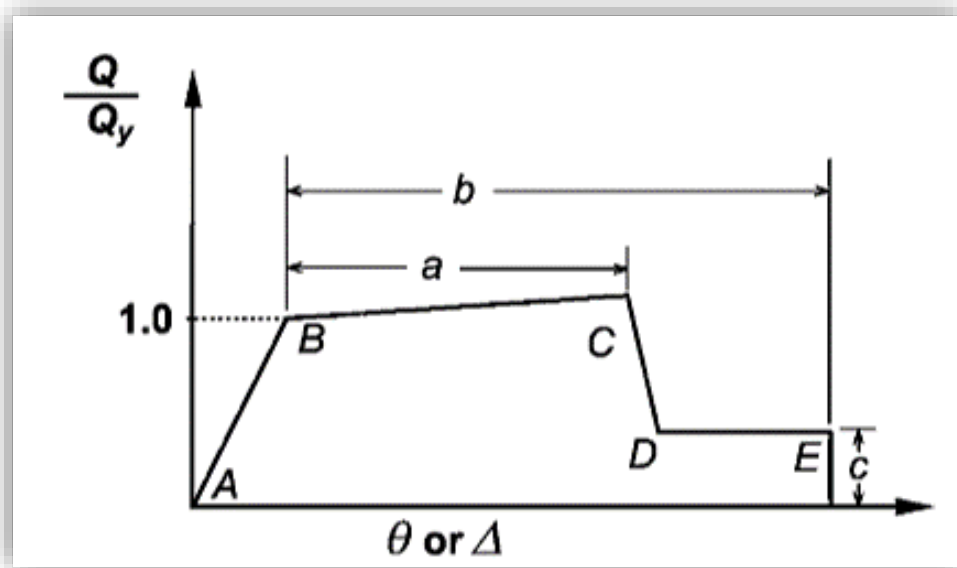
- a) Pórtico con columna fuerte y viga débil, b) columnas fuertes-vigas débiles con rótulas plásticas en vigas.

Fuente: Muñiz J., Villón G., 2021

Elementos con ductilidad de hormigón armado

Para la realización de un análisis no lineal es necesario obtener la relación momento-curvatura de cada uno de los elementos principales que componen una estructura lo que nos permite establecer la capacidad de ductilidad por curvatura, también la reserva de ductilidad, inercias agrietadas, además, redistribución de momentos y el índice de daño que experimentan los elementos que conforman la estructura [34], al realizar el análisis no lineal es necesario conocer el comportamiento que demuestran los componentes y elementos, el AISC/SEI 41-13 aplica la relación carga-deformación generalizada la cual se expresa con una respuesta lineal desde el punto A (perteneciente al punto donde no se aplica carga) hasta la fluencia efectiva B, posterior a eso se produce una respuesta lineal con disminución de rigidez desde el punto B hasta el punto C, luego ocurre una repentina reducción de la fuerza sísmica, resistencia al punto D, así también la respuesta a la resistencia reducida a E, y desde este punto la estructura experimenta una pérdida total de resistencia. [35]

Figura N° 14: Relación esfuerzo-deformación para elemento de concreto

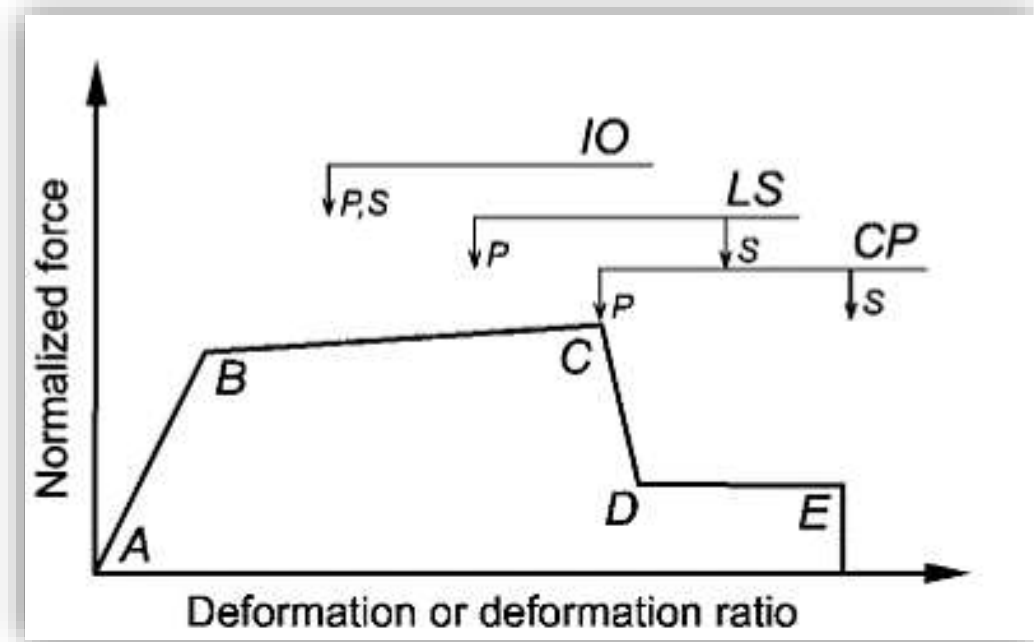


Fuente: ASCE/SEI 41-13

Criterios de aceptación

Se definen diferentes puntos para determinar deformaciones controladas por deformaciones cuando se trata de procedimientos ni lineales, estos puntos son los siguientes:

Figura N° 15: Criterios de aceptación



Fuente: ASCE/SEI 41-13

Donde:

- Ocupación inmediata (IO): se trata del límite donde la deformación produce daños permanentes, pero no es mayor a 0.67 veces el límite de Seguridad de Vida (LS).
- Seguridad de vida (LS): este límite pertenece a la deformación que se genera a 0.75 veces de la deformación en el punto E.
- Prevención de colapso (CP): este límite ocurre cuando se produce una deformación al 100 % en el punto E. [35]

Diagrama momento curvatura (M- ϕ)

El diagrama momento curvatura permite conocer la ductilidad de una sección, es decir su potencial de ingresar en un rango no lineal previo a llegar a su fallo, esto se obtiene una vez conocido el comportamiento del módulo de elasticidad (E) y su inercia (I), $\phi = M(\text{momento}) / EI$, siempre y cuando se genere una falla por flexión y no por otro tipo de esfuerzo como por cortante, los códigos sismo resistentes guían a un tipo de fallo por flexión. [36]

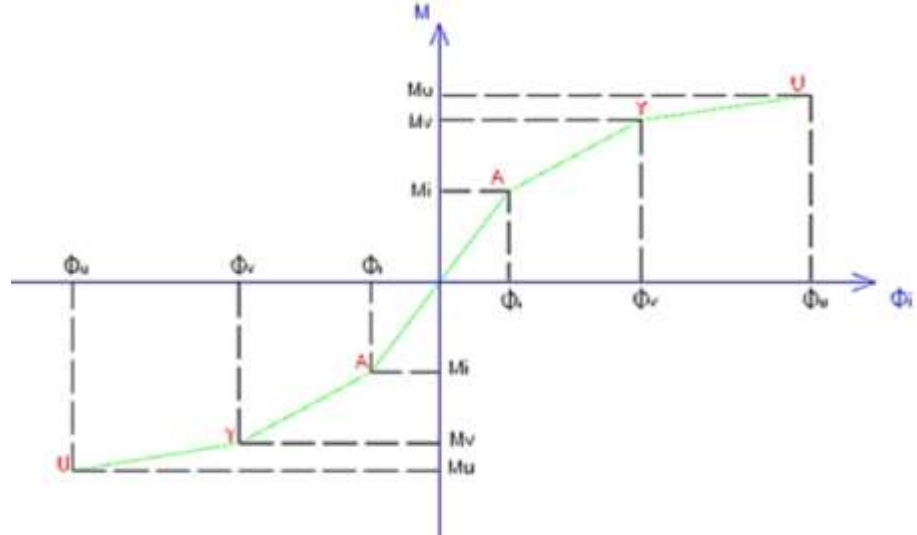
La relación momento-curvatura de una sección de concreto reforzado es el resultado de la curvatura esfuerzo-deformación del concreto y del acero, la cual a su vez depende de la geometría de la sección y sus refuerzos tanto longitudinal como transversal, de esta relación se obtiene también la máxima capacidad a flexión del elemento (M_u), la curvatura última (ϕ_u), de igual manera sus respectivos momento y curvatura de fluencia (M_y), (ϕ_y) respectivamente, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas que se tienen en el diseño.

El diagrama momento – curvatura es muy útil en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas puesto que, con ayuda de este diagrama se puede visualizar la ductilidad y resistencia que posee un elemento que conforma una estructura. [6]

Relación momento – curvatura M- ϕ

En el diagrama momento rotación se muestran 3 puntos importantes A, Y, U, como se muestra en la figura:

Figura N° 16: Diagrama Momento-curvatura



Fuente: Yugcha, 2017

A (primer agrietamiento). – conocido también como el comienzo del rango elástico y se da cuando en la fibra extrema a tensión, el concreto alcanza su resistencia a la tensión, por falla local empiezan aparecer las primeras grietas.

Y (punto de fluencia del acero a tensión). – es el punto que delimita el comportamiento elástico de la sección, varios investigadores lo consideran como rango elástico a la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y, el cual a su vez se determina cuando el acero a tensión llega a su fluencia. U, este punto se establece comúnmente cuando el concreto llega a su máxima deformación útil a compresión ϵ_u o cuando el acero llega a la rotura, el que se alcance primero. [6]

1.11 Reforzamiento en estructuras de concreto

Es importante determinar cuál es el comportamiento de una estructura pues, en caso demostrar un comportamiento inadecuado o deficiente y no cumple con los lineamientos constructivos instituidos por las normas, además, lo elementos estructurales presentan problemas, es necesaria la intervención de profesionales con el fin de evaluar el sistema estructural y brindar un criterio de reforzamiento adecuado a la estructura afectada, dichas evaluaciones

corresponden a las cualitativas y cuantitativas que se presentaron anteriormente. Para un adecuado entendimiento debemos entender claramente a qué se refiere una reparación, reforzamiento y restauración. [37]

Reparación: Se refiere a reestablecer la resistencia de un elemento como fue diseñado o construido originalmente.

Reforzamiento: Se trata de técnicas que permiten incrementar la resistencia más allá de su capacidad que ha sido diseñada inicialmente.

Restauración: Consiste en realizar adecuaciones en una estructura para que se encuentre en un estado óptimo y habitable [37]

El objetivo de un reforzamiento estructural está basado en los niveles de amenaza y los niveles de desempeño de una estructura, para elegir un tipo de reforzamiento se debe tener en cuenta diferentes factores como: la importancia de la estructura, factores económicos y otro factor importante es el tiempo que se tardará en su intervención para no inferir en las actividades que en ella se desarrollan [6], así tenemos propuestas de reforzamiento como:

1.11.1 Propuesta de rehabilitación según ATC – 40

Esta propuesta asume que existen diferentes metas basadas en el desempeño de la estructura, las cuales pueden ser determinadas combinando los niveles de desempeño de la estructura con los movimientos sísmicos de diseño.

Estos objetivos se pueden asignar a cualquier edificio para brindar seguridad a sus ocupantes ante un evento catastrófico para el cual al presentarse un sismo de diseño le corresponderá un nivel de seguridad, así mismo para un sismo de categoría máxima le corresponderá un nivel de estabilidad estructural, todo esto en base a su funcionalidad, legalidad, economía y preservación [6], como se muestra a continuación:

Tabla N° 5: Objetivos de rehabilitación de estructuras básicas ATC-40

Movimiento Sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			✓	
Sismo Máximo, ME				✓

Fuente: Yugcha, 2018

1.11.2 Propuesta de rehabilitación según el Comité Visión 2000

Clasifica a las estructuras según su importancia en tres grupos durante y después de un sismo:

Estructuras críticas: Estas estructuras contienen materiales que se consideran peligrosos como explosivos, tóxicos, etc., los cuales podrían ser una amenaza inaceptable para los habitantes.

Estructuras esenciales: Deben permitir todas las operaciones post-evento es decir son las estructuras que no pueden dejar de funcionar luego de un sismo, estos son: hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencias, etc.

Estructuras básicas: Dentro de este grupo se encuentran las estructuras como viviendas, tiendas, almacenes, etc. [6]

Tabla N° 6: Objetivos de Rehabilitación Comité Visión 2000

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1
0. Desempeño inaceptable				
1. Estructuras básicas				
2. Estructuras esenciales / riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

Fuente: Yugcha I., 2018

1.11.3 Propuesta de Rehabilitación Sísmica según NEC 2015.

Para determinar una rehabilitación se define eligiendo uno o más pares de niveles sísmicos y sus respectivos niveles de desempeño. En otras palabras, se refiere al nivel de daño tanto estructural como no estructural que debe alcanzar la edificación cuando esta es afectada por sismos de distinta probabilidad de excedencia o conocido también como periodo de retorno. [38]

Tabla N° 7: Objetivos de Rehabilitación sísmica

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

Fuente: NEC-SE-RE, 2015

En esta matriz cada celda representa un Objetivo de Rehabilitación discreto, Los objetivos de rehabilitación pueden ser usados para representar 3 objetivos de rehabilitación principales:

Objetivos de seguridad: k y p

Objetivos Avanzados: k y m, n or o
p e i ó j
k y p y a, b, e, ó f
m, n, u o sólo

Objetivos Limitados: k sólo
p sólo
c, d, g, h o l sólo

Definiéndose los siguientes objetivos:

Estructuras Esenciales: Estas estructuras serán rehabilitadas como mínimo para el objetivo de rehabilitación de seguridad (**k** y **p**)

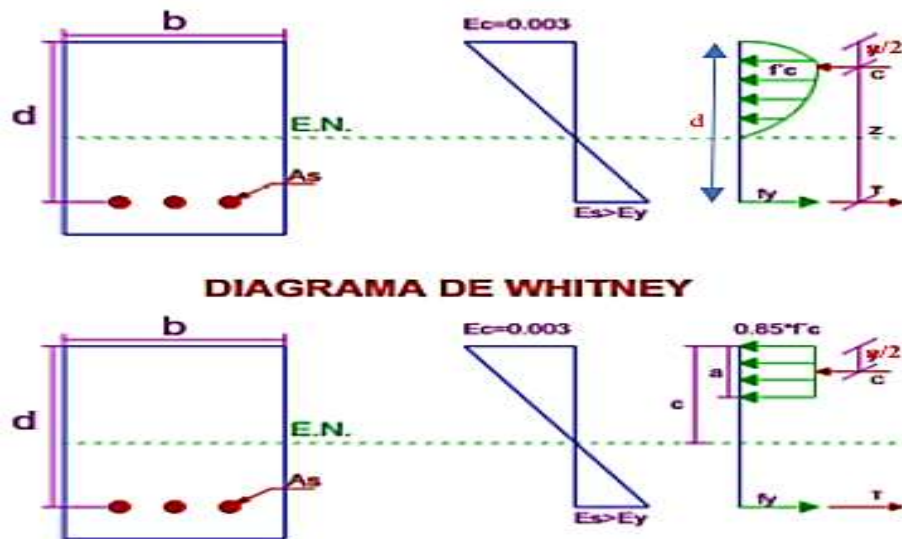
Estructuras de ocupación especial: se rehabilitarán para un objetivo limitado (**g** y **l**). [38]

Para realizar un reforzamiento se debe diseñar cada uno de los elementos estructurales según sus requerimientos de cargas correspondiente.

- **Análisis en vigas**
 - **Revisión a flexión**

Para analizar una viga es necesario utilizar el diagrama de Whitney en la que se muestra una opción para representar el esfuerzo del hormigón mediante un rectángulo de esfuerzos, por medio de este diagrama se definen las fórmulas para determinar el momento resistente en vigas simplemente armadas.

Figura N° 17: Diagrama de Whitney



Fuente: Bedón B., 2021

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

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$\phi = 0.9$$

Donde:

M_n = momento nominal

A_s = área de acero longitudinal

f_y = resistencia a la fluencia del acero

d = peralte efectivo

a = profundidad del bloque equivalente

b = base de la sección

f'_c = resistencia a compresión del concreto

ϕ = factor de reducción de acuerdo a la carga

- **Revisión a corte:**

Es indispensable calcular el esfuerzo cortante en estos elementos estructurales ya que, si llega a ocurrir, es casi irreparable imposibilitando su capacidad para soportar cargas, la resistencia a corte de una viga de hormigón armado según el ACI 318-14 se calcula con las siguientes ecuaciones [37]:

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

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

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

$$\phi = 0.75$$

Donde:

V_n = resistencia nominal a cortante, MPa

A_v = área de refuerzo cortante

V_c = resistencia nominal a corte proporcionado por el concreto

V_s = resistencia nominal a corte proporcionado por el acero

S = espaciamiento entre estribos

El cortante de las fuerzas en de una viga que comprende las caras del nudo es la fuerza cortante con la que se debe diseñar la viga, se debe asumir actúan momentos apuestos correspondientes a la resistencia a flexión probable M_{pr} en la cara de los nudos en los extremos de la viga, se debe asumir también que actúan cargas gravitacionales a lo largo de la luz de la viga generando un cortante por cargas gravitacionales (V_g). [37]

$$V_d = V_p + V_g$$

$$V_p = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n}$$

$$M_{pr} = \alpha * f_y * A_s * \left(d - \frac{A_s * \alpha * f_y}{2 * 0.85 * f'_c * b} \right)$$

$$\alpha = 1.25$$

Dónde:

V_d = cortante de diseño o de demanda

V_p = cortante probable obtenida de acuerdo a los momentos probables en los extremos de la viga

V_g = cortante por cargas gravitacionales de acuerdo a la combinación de carga M_{pr} = momentos probables considerando el aumento de resistencia a la fluencia del acero

l_n = luz libre medida entre la cara de los apoyos

α = incremento de la resistencia a la fluencia del acero por endurecimiento

Se recomienda realizar el cálculo suponiendo que $V_c=0$ en caso de cumplir paralelamente las siguientes condiciones:

- El cortante de diseño V_d , es la mitad o más de la resistencia a cortante necesario en la zona de confinamiento. [37]
 $V_p \geq 0.5 * V_d$
- Cuando la fuerza axial de compresión mayorada (P_u) así también los efectos del sismo sean menores que el área gruesa de la sección transversal $A_g * f'_c/20$. [37]

- **Análisis de columnas**

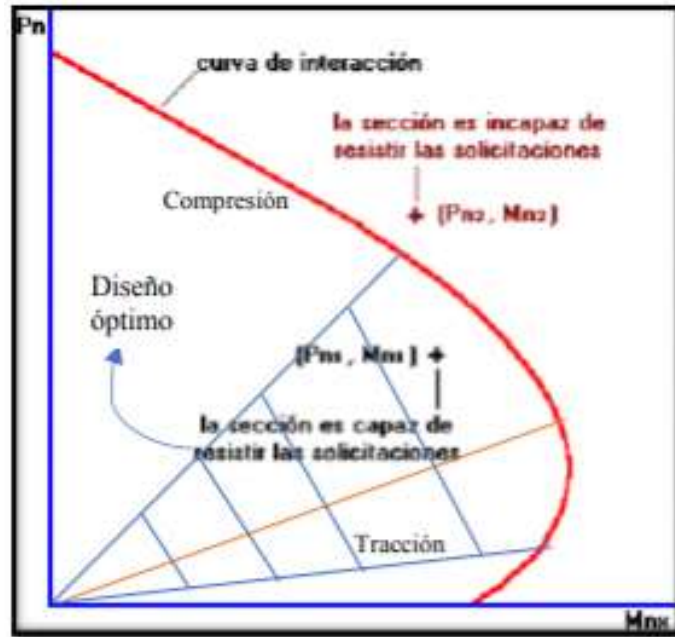
- **Revisión de flexocompresión**

La flexo-compresión requiere de conocer el armado de las columnas y posteriormente verificar la cuantía de acero la cual está estipulada en la NEC una cuantía de acero que debe contemplar entre 1% y 3%, y según el ACI 318-14 entre el 1% y 8% de cuantía de acero.

$$\rho = \frac{A_s}{b*h}$$

Para realizar un análisis de capacidad en las columnas se utiliza un diagrama de iteraciones la cual representa las fuerzas axiales y de los momentos flectores. Este diagrama se grafica según las propiedades de la sección armada, aquí se ubican las cargas que actúan en la columna para verificar si está en una zona de compresión o tracción, o a su vez a la columna se ha sobredimensionada o subdimensionada y requiere ser reforzada. [37]

Figura N° 18: Diagrama de iteracione



Fuete: Bedón B. 2021

- Revisión a corte

La norma ACI 318-14 nos presenta ecuaciones para con las cuales se puede calcular el cortante en columnas para esto se considera que la columna es un miembro sometido a compresión axial. [37]

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

En el caso de que el elemento está sometido a compresión axial V_c se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Pu}{140 * Ag}\right) * b * d$$

Cuando se tiene compresión axial la resistencia a corte es mucho mayor puesto que la compresión ayuda a cerrar fisuras y favorece con la fricción, pero se puede omitir el paréntesis cuando el elemento está a contracción axial significativa, en este caso V_c se calcula de la siguiente manera: [37]

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 - \frac{P_u}{35 * A_g}\right) * b * d$$

$$V_c = \frac{A_v * f_y * d}{S}$$

$$\phi = 0.75$$

El cortante de diseño se calcula con la resistencia a flexión máxima probable M_{pr} , en cada extremo de la columna correspondientes al intervalo de fuerzas axiales mayoradas P_u . [37]

$$V_d = \left(\frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u}\right)$$

Debe diseñarse suponiendo que $V_c=0$ siempre que cumpla simultáneamente estas condiciones:

- El cortante de demanda representa la mitad o más de la resistencia a cortante requerido en la zona de confinamiento. [37]
- La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo el sismo es menor que $A_g * f'_c/20$. [37]

1.12 Técnicas de reforzamiento:

Para alcanzar una rehabilitación adecuada se debe aplicar necesariamente diferentes estrategias que sean capaces de permitir la corrección de las deficiencias y conseguir los objetivos propuestos, así tenemos las estructuras de concreto reforzado que pueden ser intervenidas con estrategias y técnicas de intervención descritos para un nivel de desempeño sísmico requerido, además, es importante tomar en cuenta que existen ciertas técnicas de intervención que ayudan a mejorar las características de resistencia o ductilidad de la estructura y otras a su vez ayudan a reducir la demanda sísmica en una estructura a continuación se describen algunas de ellas. [39]

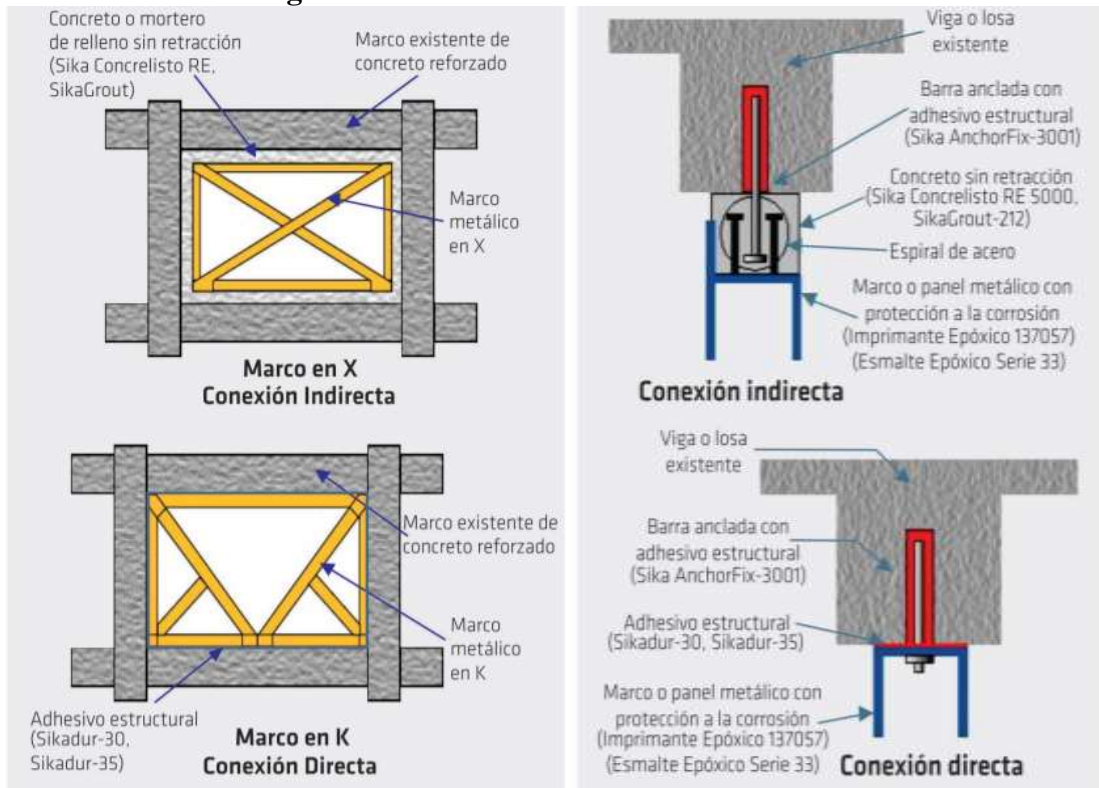
1.12.1 Técnicas para incrementar la resistencia última y rigidez:

- **Adición de elementos metálicos (marcos, paneles) en marcos existentes.**

Estos elementos metálicos adicionados ayudan a disminuir el desplazamiento lateral de la estructura durante sismos y mejorar problemas de torsión, estos elementos comprenden una estructura metálica que son colocados normalmente en la parte externa de la estructura, para la conexión de los nuevos elementos metálicos adicionados de forma externa a la estructura existente se necesita elementos vigorosos (perfiles tipo I, H) anclados, conformando un elemento estructural compuesto capaz de garantizar el trabajo en conjunto de toda la estructura reforzada, los elementos metálicos pueden ser colocados en forma de marcos arriostrados en X o en K, estos arriostramientos metálicos presentan una solución efectiva cuando se requiere grandes aberturas, con estas riostras se puede proporcionar mayor resistencia y rigidez, permite el paso de la luz y permite la circulación gracias a las aberturas, además, el agregado de masa comparado con el trabajo de intervención es notoriamente pequeño por lo que el costo de su implementación es mínimo. [39]

En un marco existente la conexión mediante anclajes del marco arriostrado se realiza en todas superficies superior, inferior y laterales dicha conexión se realiza de forma directa o indirecta, en la conexión directa se puede realizar el diseño sin el uso de anclajes permitiendo efectuar los trabajos con poco ruido y su instalación es más rápida a comparación de la conexión indirecta. [39]

Figura N° 19: Adición de elementos metálicos



a) Marcos metálicos de relleno en X y en K

b) Detalle de conexiones de arriostramientos

Fuente: Sika, 2017

- Encamisado con concreto reforzado.

Esta técnica también se la conoce como enchaquetado, se realiza en elementos existentes con adición de nuevo concreto reforzado el cuál ayuda a incrementar resistencia y rigidez. Este proceso se lo realiza de diferentes formas ya sea vaciando el concreto en sitio con ayuda de encofrado, se puede aplicar hormigón lanzado o a su vez con adición de elementos prefabricados. [39]

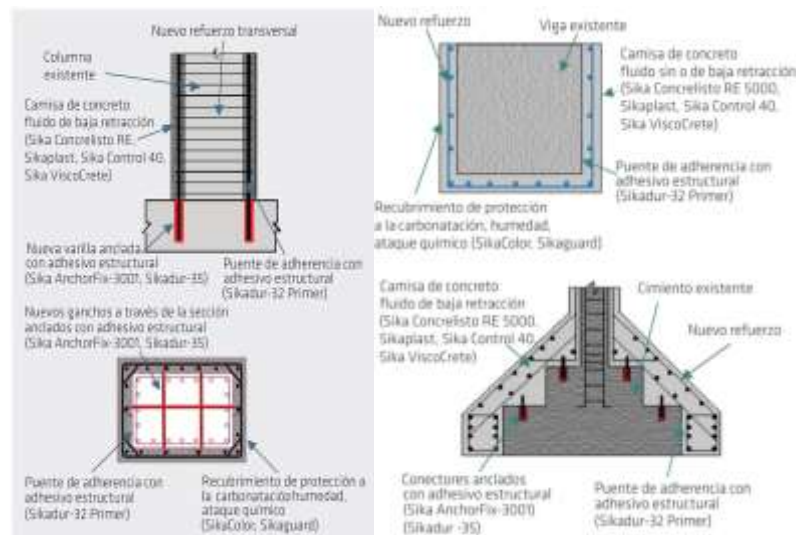
Si se requiere incrementar la capacidad axial y/o a cortante de una columna se efectúa el encamisado únicamente entre el espacio del piso sin penetrar el nuevo refuerzo vertical y horizontal en este caso el encamisado no llega a tener contacto con la losa o viga. Por otro lado, si se requiere incrementar

la rigidez de una columna debe existir contacto entre el encamisado y la losa o viga, pero si lo que se busca es incrementar únicamente ductilidad y no resistencia basta con emplear la técnica de envoltura o zunchado. [39]

Para mejorar la capacidad a flexión se debe colocar un nuevo refuerzo vertical a través de huecos perforados o huecos taladrados en la placa y posteriormente colocar hormigón nuevo en la unión viga-columna en este caso el refuerzo tiene que anclarse a la cimentación, además, debe haber contacto entre encamisado y viga o losa, y si la losa es aligerada se recomienda rellenar con concreto y conformar un capitel macizo. [39]

En las vigas el encamisado completo garantiza un comportamiento de resistencia a cortante y torsión eficaz del elemento cuando se produce inversión de esfuerzos como ocurre en eventos sísmicos. En reforzamientos por cargas gravitatorias el encamisado con refuerzo adicional a cortante se puede hacer por las tres caras o en U para mejor la resistencia a flexión y cortante o solo en la cara inferior para reforzamiento a flexión. En las cimentaciones y las uniones viga-columna también se puede aplicar esta técnica, pero la construcción es difícil de realizar y es costosa. [39]

Figura N° 20: Encamisado con hormigón reforzado en columna, viga y cimentación

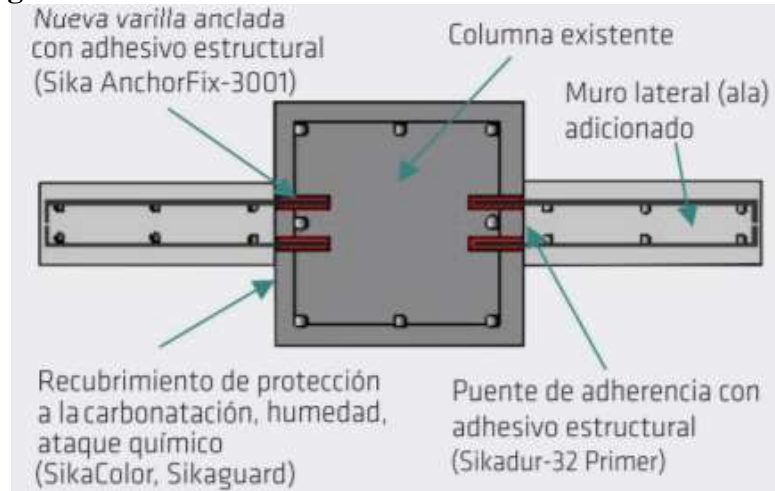


Fuente: Sika, 2017

- **Adición de muros laterales o alas a columnas existentes.**

En columnas existentes es posible mejorar la resistencia lateral mediante la adición de muros laterales con técnicas constructivas similares al encamisado mencionados anteriormente como se puede apreciar en la figura que se muestra a continuación donde se expone el uso de anclajes post-instalados de tipo químico, además el anclaje del refuerzo que se aplicará debe diseñarse en base a la sollicitación de flexión y cortante del elemento estructural compuesto que se ha formado. [39]

Figura N° 21: Adición de muros laterales en columnas existentes

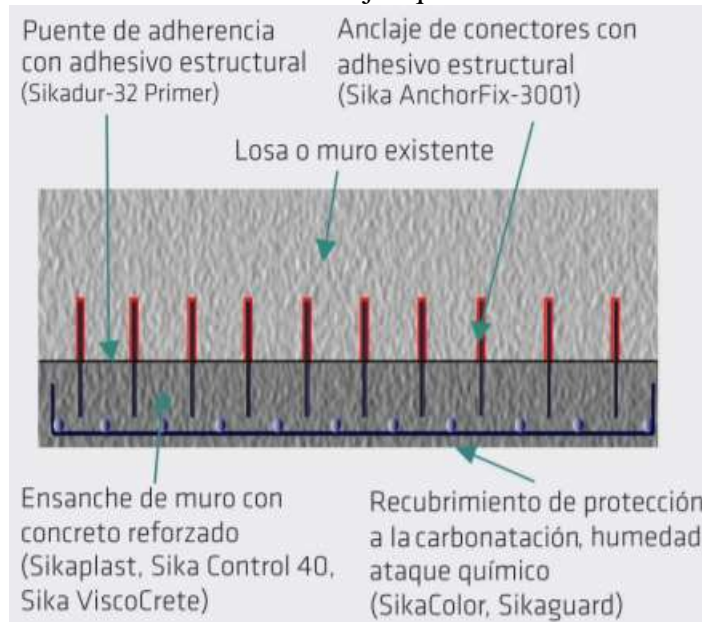


Fuente: Sika 2017

- **Engrosamiento o ensanchamiento de elementos.**

En los muros de corte y losas se puede incrementar la resistencia y rigidez utilizando técnicas similares al encamisado haciendo uso de conectores mecánicos y anclajes químicos post-instalados, los cuales se colocan en base a la capacidad de resistencia a corte requerida en la conexión donde se verificará la opción de colocar los conectores y en caso tener que utilizarlos lo primordial sería utilizar la menor cantidad posible debido a que son muy costosos, se puede disminuir su uso al combinar su uso con perfiles de anclajes o a su vez si el hormigón antiguo posee buena rugosidad. [39]

Figura N° 22: Engrosamiento de losa con concreto reforzado y conectores con anclajes químicos



Fuente: Sika, 2017

- **Adición de elementos metálicos o de FRP adheridos y/o anclados externamente (perfil, ángulo, platina, lámina, barras).**

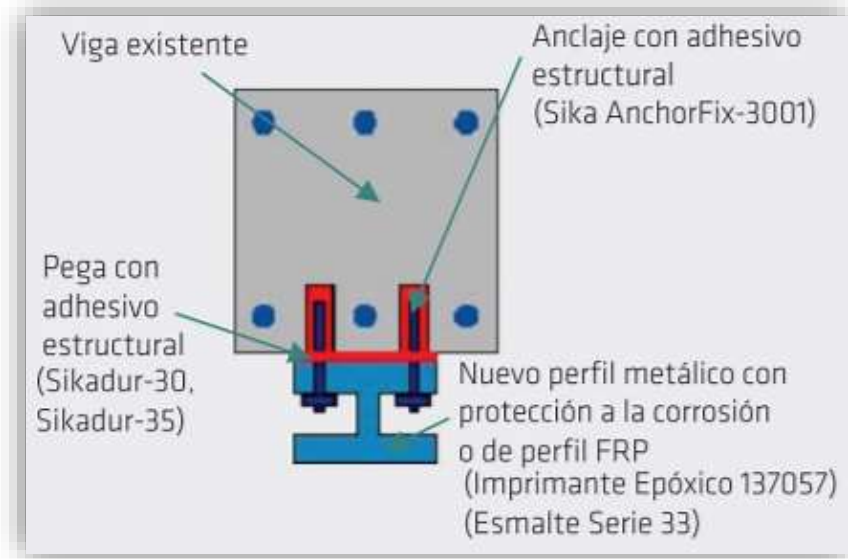
Con esta técnica es posible incrementar la resistencia a flexión, cortante, torsión, y carga axial, se utiliza comúnmente elementos metálicos o materiales compuestos FRP (Fibre Reinforced Polymer) como: perfiles, ángulos, platinas, láminas, ya sean adheridos o anclados externamente a la estructura. [39]

Una diferencia que marca entre platina y lámina es que una platina hace referencia a un elemento delgado de gran longitud en una dirección, pero de longitud pequeña en otra, mientras que una lámina siendo un elemento delgado posee grandes dimensiones en sus otras dos direcciones. [39]

Un tipo de refuerzo se realiza con perfiles de acero el cual consiste en unir elementos metálicos vigorosos a las vigas, columnas o losas existentes creando un elemento estructural compuesto para brindar mayor resistencia y

tenga la capacidad de poder soportar mayores cargas así también, brinda mayor rigidez y disminuye las deformaciones. [39]

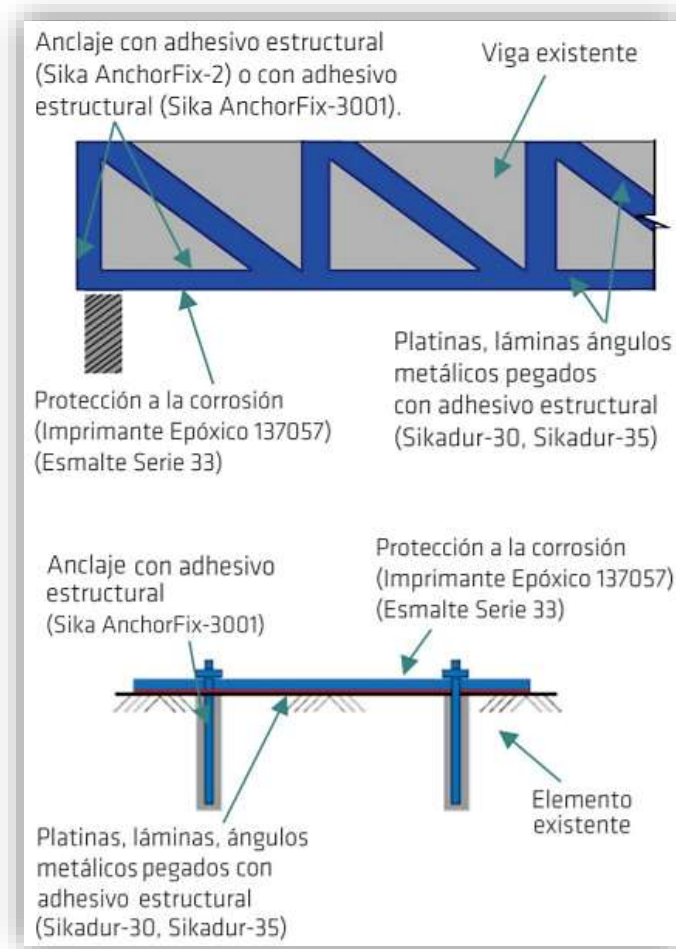
Figura N° 23: Adición de nuevo perfil de acero a viga existente.



Fuente: sika, 2017

Para incrementar la capacidad de soportar más carga y disminuir las deformaciones se utiliza las platinas, laminas, ángulos de acero como refuerzo para elementos estructurales, en ciertos casos es necesario utilizar anclajes metálicos ya sea por el sistema constructivo empleado o como fijación temporal hasta que el adhesivo alcance su resistencia final. [39]

Figura N° 24: Refuerzo con platinas, láminas, ángulos de acero.



Fuente: Sika, 2017

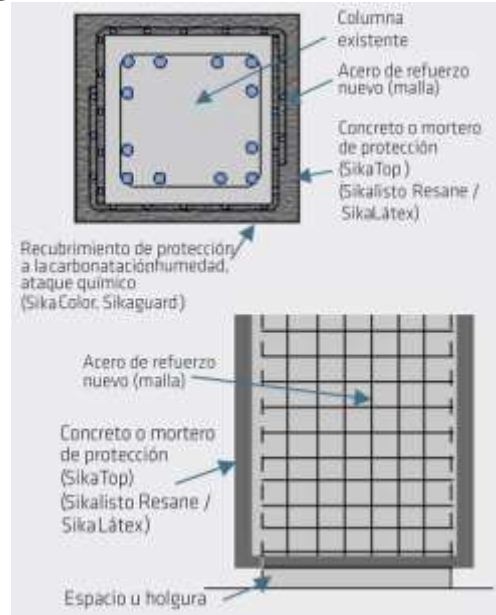
1.12.2 Técnicas para incrementar la ductilidad:

- Encamisado con malla de acero y concreto

Con este método se busca mejorar la capacidad de resistencia a cortante y el confinamiento del hormigón a compresión para brindar ductilidad más que resistencia lateral, esta técnica es utilizada también para confinar columnas de hormigón reforzado con longitud de traslape inapropiado y posee un refuerzo transversal deficiente, al aplicar este método la malla de acero y el hormigón no tienen una función estructural, si no que sirve únicamente de protección y recubrimiento. [39]

En el caso que necesiten incrementar la resistencia a flexión se debe aplicar técnicas de encamisado de concreto. Además, no hay que olvidarse que al aplicar la rehabilitación de ciertos elementos con en encamisado no pueden resultar útiles para mejorar el comportamiento general de la estructura si los demás elementos no son lo suficientemente dúctiles. [39]

Figura N° 25: Encamisado con malla de acero

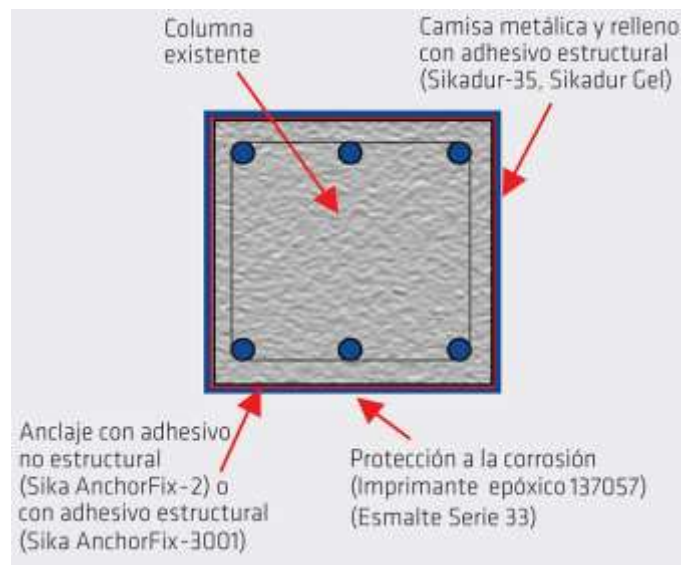


Fuente: Sika, 2017

- Encamisado con láminas de acero (relleno, adheridas, ancladas)

Consiste en colocar una chaqueta o camisa con láminas de acero alrededor de la columna, generalmente se deja un espacio entre la columna y la lámina que luego será relleno con un material cementoso sin retracción, este espacio sirve también para mantener constante la resistencia a flexión. El encamisado con lámina se aplica también cuando en las columnas las longitudes de las barras longitudinales y transversales de traslape son inadecuados para incrementar su resistencia a flexión y ductilidad [39].

Figura N° 26: Encamisado de columnas con láminas pegadas

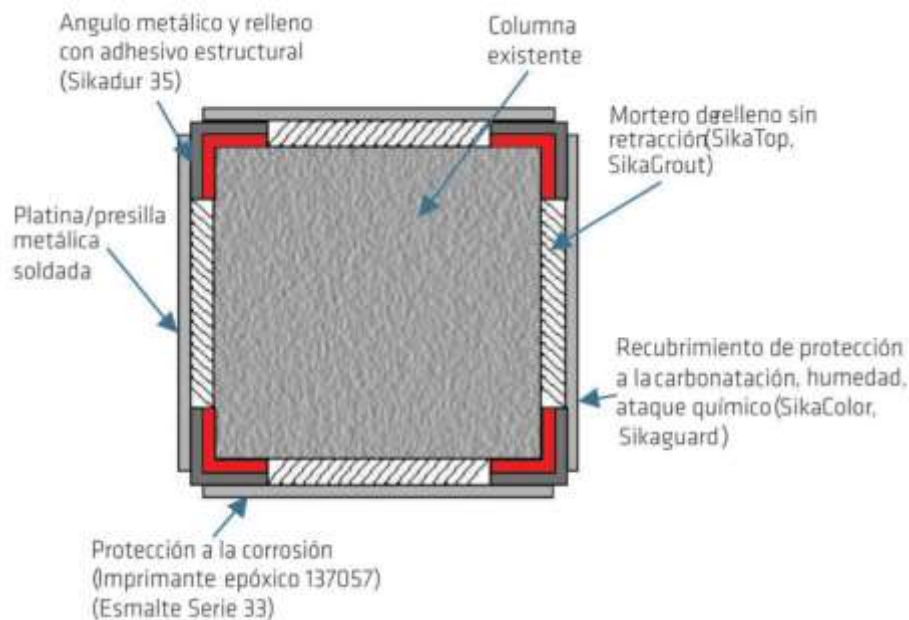


Fuente: Sika, 2017

- Encamisado con ángulos y platinas de acero (relleno, adheridas)

Esta técnica consiste en cubrir una columna a manera de chaqueta con ángulos y platinas, mejorando así la capacidad a carga axial por confinamiento, cuando una columna está dañada para su reparación no se toma en cuenta la colaboración del acero de refuerzo y colocar nuevo hormigón para restituir su capacidad, esta técnica no se aplica en toda la longitud de la columna sino simplemente a la zona dañada y sectores adyacentes [39].

Figura N° 27: Encamisado con ángulos y platinas

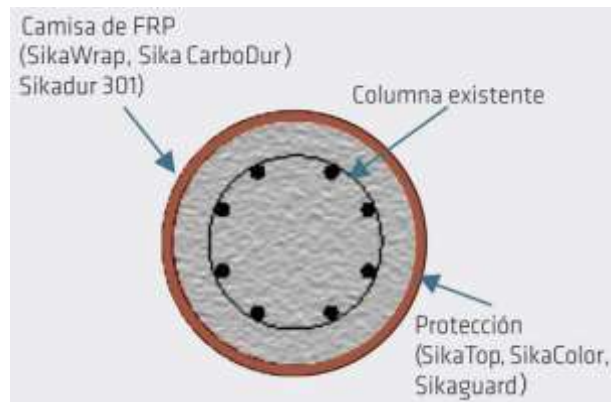


Fuente: Sika, 2017

- Encamisado con materiales compuestos FRP

Los elementos estructurales FRP que se pueden colocar con platinas o láminas de carbono, vidrio o aramida y los mecanismos de transmisión de carga son similares a los elementos metálicos, sin embargo, existen características de diseño propios de este material así por ejemplo la fibra aramida se caracteriza por su alta resistencia al impacto [39].

Figura N° 28: Encamisado con láminas o platinas CFRP, GFRP, AFRP



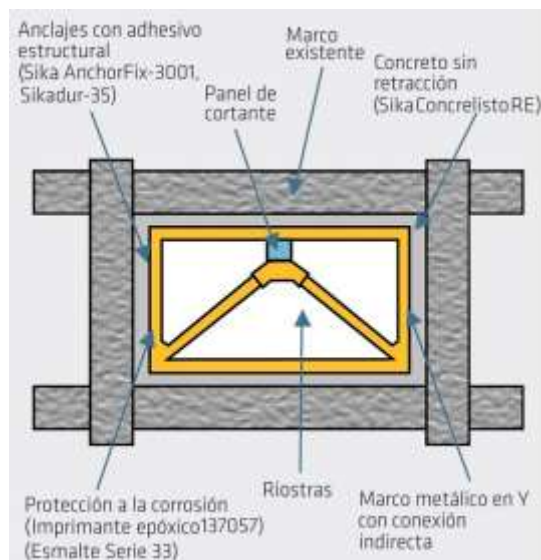
Fuente: Sika, 2017

1.12.3 Técnica para mejorar la resistencia lateral y ductilidad:

- Adición/relleno con un sistema de arriostramiento dúctil de acero.

Este sistema de reforzamiento consiste en que un panel de cortante puede disipar gran cantidad de energía sísmica debido a que posee gran capacidad de deformación inelástica, en este método se espera que las riostras se mantengan en el rango elástico hasta alcanzar grandes deformaciones laterales. [39]

Figura N° 29: Reforzamiento sísmico con riostras dúctiles de acero con conexión indirecta



Fuente: Sika, 2017

1.12.4 Técnica para reducir la demanda sísmica:

- Aislamiento sísmico

Se trata de dispositivos que poseen gran flexibilidad horizontal los cuales se colocan en la base, en la parte intermedia o superior de las columnas para separar a la estructura de los movimientos del suelo que se produce durante un sismo. Esta técnica reduce la demanda sísmica y permite que la estructura se desarrolle en el rango elástico mientras ocurre un sismo. [39]

Para unir o acoplar los aisladores sísmicos a una estructura existente se utilizan concretos sin retracción, adhesivos epóxicos estructurales, incluso anclajes, normalmente se utiliza esta técnica en estructuras indispensables, es decir, en aquellas estructuras que deben permanecer brindando servicio después de un sismo, así también en edificios considerados patrimonios arquitectónicos o históricos que no es posible rehabilitarlos con métodos o técnicas convencionales. [39]

Figura N° 30: Aisladores para edificios



Fuente: Sika, 2017

CAPÍTULO 2 METODOLOGÍA

2.1 Materiales y equipos

2.1.1 Materiales

- Materiales de oficina y cinta métrica
- Muestras del material pétreo (arena, grava)

2.1.2 Equipos

- Cilindros para muestras de hormigón
- Martillo de goma
- Varilla de compactación
- Equipos de laboratorio (prensa para ensayo de compresión)

2.2 Recolección de datos

Para la recolección de datos de la estructura en estudio se procederá tomando en cuenta las recomendaciones estipuladas de acuerdo a ASCE/SEI 41-13, capítulo 3.2 “As-Built Information”, así tenemos:

- **Observación de campo de las condiciones visibles:**

La información se obtuvo directamente en el transcurso de su construcción debido a que se trata de una construcción informal y se estuvo en contacto con los maestros albañiles, por lo que se podrá detallar la cantidad de acero utilizado en cada elemento estructural, así como sus diámetros y dimensiones finales, en el caso de la resistencia del hormigón de los elementos se realizó ensayos de rotura de cilindros con muestras tomadas in situ al momento de las fundiciones de las mismas, además, se podrá detallar las técnicas empleadas en su construcción, posteriormente se realizará un plano As-buit con las dimensiones de los elementos y la estructura construida.

- **Documentos de construcción, análisis de ingeniería, informes, registros de ensayos y perforaciones del suelo, historiales de mantenimiento disponibles del propietario:**

Para este estudio se consiguieron los planos estructurales que corresponden a la estructura en construcción donde consta datos de capacidad del suelo y todos los detalles pertinentes para cada elemento de la edificación, estos datos, además, servirán de base para elaborar un plano as built.

- **Estándares y códigos de referencia del período de construcción:**

En los planos obtenidos se detalla la utilización de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, además del código ACI 318-14.

- **Examen y prueba destructivos y no destructivos de materiales y componentes de construcción seleccionados:**

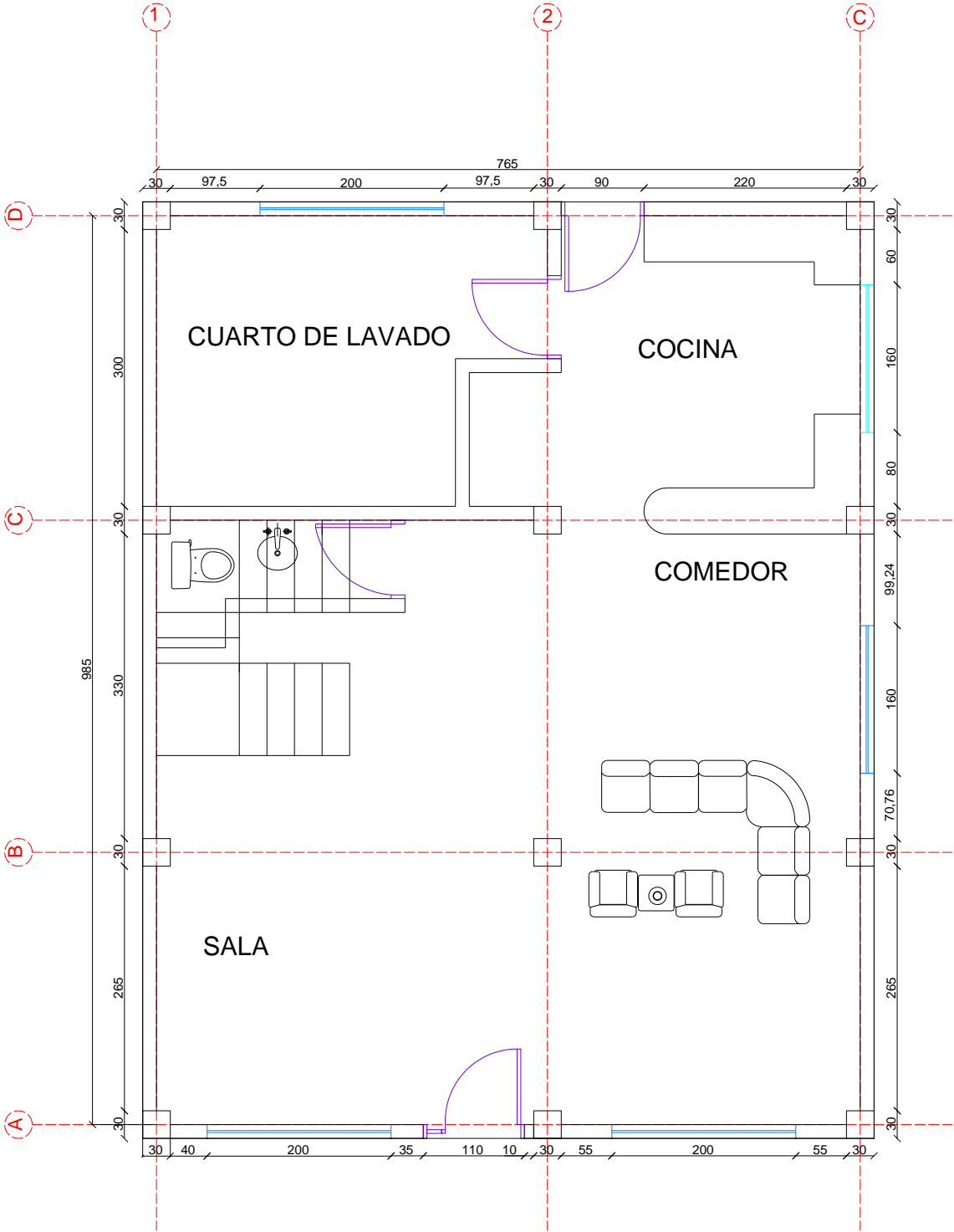
Como se mencionó anteriormente se obtuvo muestras del hormigón utilizado en cada elemento construido para conocer su resistencia a compresión mediante ensayo de rotura de cilindro en el laboratorio.

- **Entrevistas con los propietarios de edificios, inquilinos, arquitecto e ingeniero original, contratista:**

En el transcurso de la construcción se mantuvo acercamiento y diálogo con los propietarios y maestros constructores, pero en ningún momento con un ingeniero debido a que esta obra fue construida directamente con el maestro de obra.

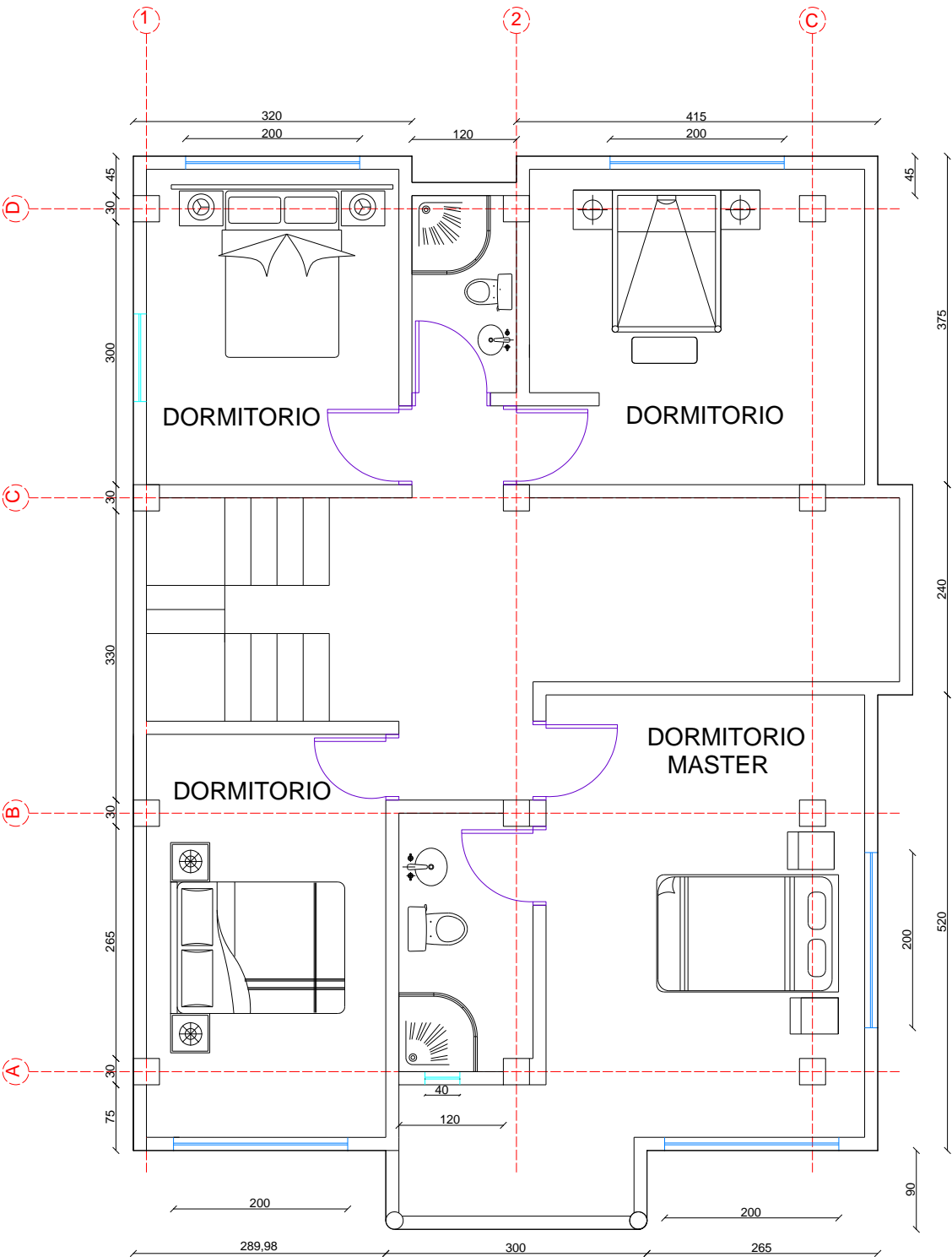
2.2.1 Planos As built de la estructura

Planta baja:



Esc 1:100

Planta alta:



Esc 1:100

2.2.2 Resistencia a compresión del hormigón

De acuerdo a los ensayos realizados con las muestras obtenidas se obtuvo los siguientes resultados:

Resistencia compresión del hormigón: 170Kg/cm²

2.2.3 Resistencia a fluencia del acero de refuerzo

El acero que se utilizó fue adquirido en Adelca los cuales presentan el acero con una resistencia a la fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

2.2.4 Caga muerta

Para establecer el valor a la carga muerta se obtuvo el plano arquitectónico en el cual nos basamos, además de la observación y medición in situ de la mampostería existente, a continuación, se detalla la distribución y cuantificación correspondiente de las paredes existentes en la vivienda:

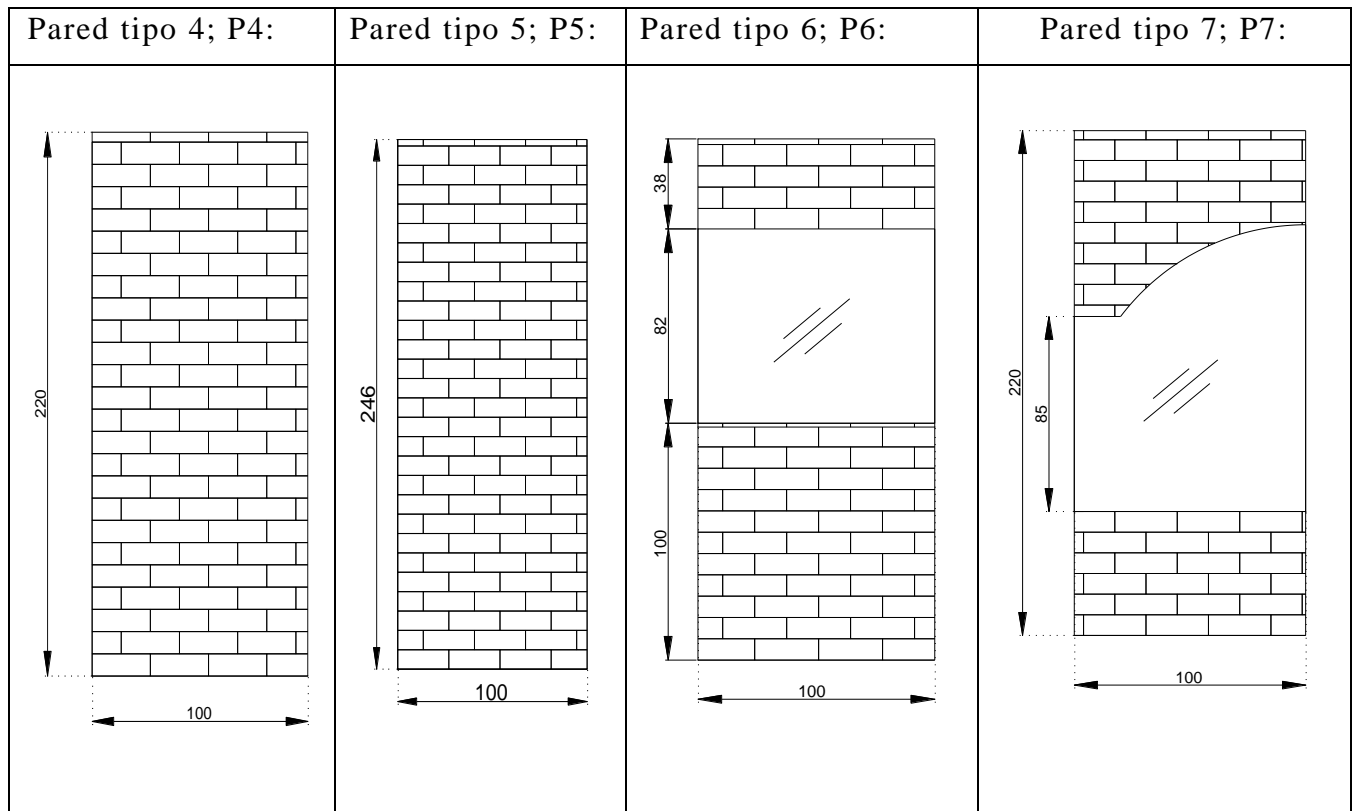
Tabla N° 8: Carga muerta de la losa nivel N 2+26

	Largo (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Densidad kg/m ³	Peso kg/m ²
peso loseta	1	1	0.05	2400	120.00
peso nervio	3.6	0.1	0.15	2400	129.60
peso masillado	0.05	1	1	1900	95.00
peso acabado	0.02	1	1	1600	32.00
peso alivianamiento	8 bloques de 8 kg				64.00
Peso total					440.60

Fuente: Franklin Ramos

Tabla N° 9: Carga muerta de paredes

Pared tipo 1; P1:				Pared tipo 2; P2:				Pared tipo 3; P3:			
PISO 1	Área=	80	m ²								
	Largo	Ancho	Altura	Peso específico ladrillo	Peso específico vidrio	Peso pared	Longitud pared P	Carga Muerta $CM = \frac{P \cdot Long\ pared}{\text{área de losa}}$	CM Total <i>kg/m²</i>		
P1	1	0.15	2.26	1600		542.40	20.85	141.36	141.36		
P2	1	0.15	1.44	1600		345.60	1.6	6.91	7.17		
	1	0.006	0.82		2600	12.79	1.6	0.26			
P3	1	0.15	1.19	1600		284.78	8	28.48	30.15		
	1	0.006	1.07		2600	16.69	8	1.67			



PISO 2	Área=	100	m ²						
	Largo	Ancho	Altura	Peso específico ladrillo	Peso específico vidrio	Peso pared	Longitud pared P	Carga Muerta ^{CM} $= \frac{P \cdot Long\ pared}{\text{área de losa}}$	CM Total kg/m ²
P4	1	0.15	2.2	1600		528.00	23.07	121.79	121.79
P5	1	0.15	2.46	1600		590.40	29.31	173.05	173.05
P6	1	0.15	1.38	1600		331.20	1	3.31	16.10
	1	0.006	82.00		2600	1279.20	1	12.79	
P7	1	0.15	1.13	1600		271.20	10	27.12	28.79
	1	0.006	1.07		2600	16.69	10	1.67	

Fuente: Franklin Ramos

2.2.5 Cargas vivas

La carga viva que se va a tomar en cuenta para los cálculos pertinentes se tomarán en base a la Norma Técnica de la Construcción NEC 2015 referentes a estructuras que se ocuparán como viviendas que en este caso es 2 kN/m².

Tabla N° 10: Cargas de acuerdo a ocupación o uso

Ocupación o Uso	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga concentrada (kN)
Residencias		
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares	2.00	
Habitaciones	4.80	
Salones de uso público y sus corredores		

Fuente: NEC-SE-CG

2.2.6 Cargas sísmicas

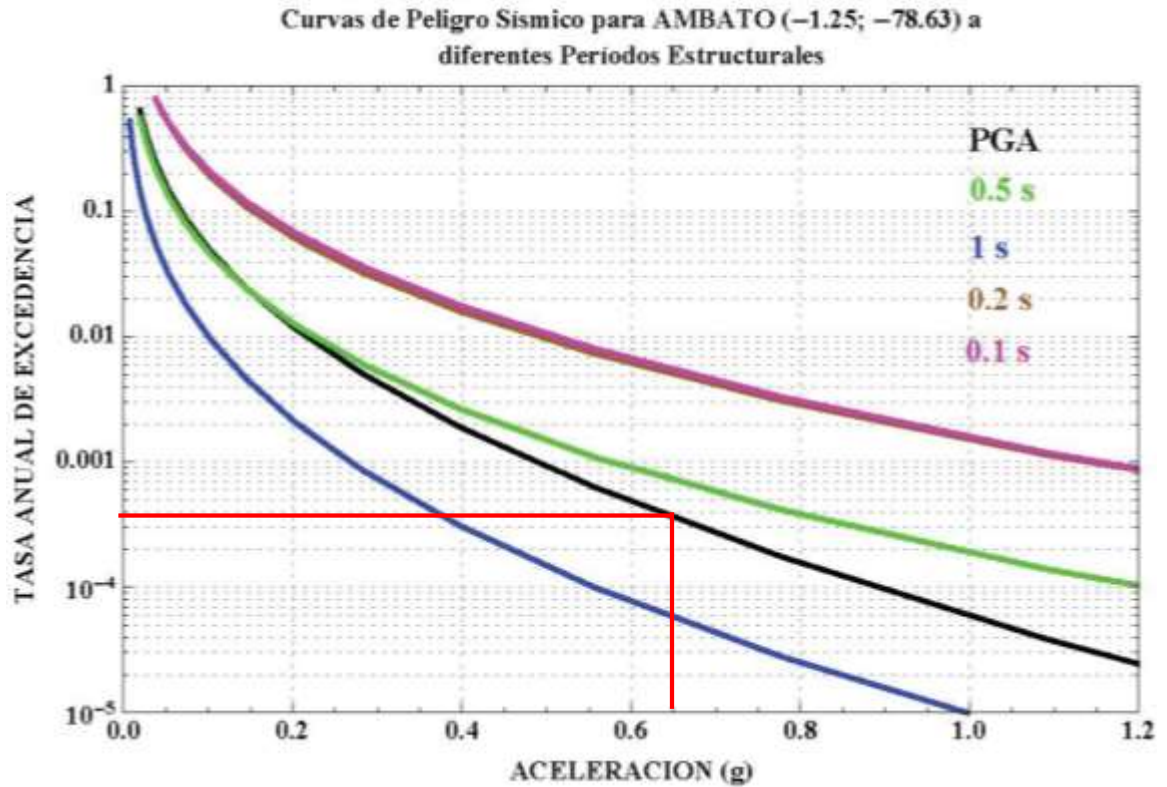
Tomando en cuenta la ubicación de la vivienda que es en la ciudad de Ambato se considera un suelo tipo D acorde a (NEC-SE-DS) correspondiente a la zona sísmica V según los descrito en (NE –SD-DS), además esta estructura tiene como finalidad ser utilizada como vivienda con lo que se tomará las características necesarias para la elaboración del espectro para un período de retorno de Tr=475 años. También se realizará el análisis por desempeño con el espectro de respuesta para un período de retorno de 2500 años con una tasa de excedencia de 0.0004 utilizando las curvas de peligro sísmico descrito en la NEC-SE-DS.

Tabla N° 11: Niveles de amenaza sísmica

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%	2 500	0.00040

Fuente: NEC_SE_DS

Figura N° 31: Determinación del factor de zona sísmica para el espectro de TR=2500 años.



NEC_SE_DS_ (Peligro sísmico)

2.2.7 Espectro de respuesta

Tabla N° 12: Valor del factor Z

EL DORADO DE CASCALES	LUMBAQUI	GONZALO PIZARRO	SUCUMBIOS	0.30
COMUNA TAMBO LOMA	PILAGUIN (PILAHUIN)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.35
CORAZON DE JESUS	IZAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
URBANIZACION AEROPUERTO	IZAMBA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40
PILAHUIN	PILAGUIN (PILAHUIN)	AMBATO	TUNGURAHUA	0.40

Fuente: NEC_SE_DS

2.3 Procedimiento de evaluación visual rápida según FEMA 15

2.3.1 Ubicación de la edificación

La estructura en estudio se encuentra en la ciudad de Ambato específicamente en el sector el pisque en el barrio corazón de Jesús, para facilidad de su ubicación a continuación de presenta una imagen tomada de Google Earth.

Figura N° 32: Localización de la edificación informal



Fuente: Google Earth

2.3.2 Superficie y número de pisos

La vivienda es una estructura de dos pisos con terraza inaccesible el área de construcción es de 184 m², correspondientes a 84 m² el primer piso y 100 m² el segundo piso, se pudo apreciar los niveles de la construcción donde se encontró una variación puesto que en el plano consta una altura del primer piso de 2.69 m mientras que en la estructura la altura del primer piso es de 2.26 m, la altura del segundo piso en el plano es de 2.20 m.

2.4 Procedimiento de evaluación sísmica según NEC 2015

La norma ecuatoriana de la construcción está basada en el FEMA 154 por lo que tiene similitud en ciertos aspectos a excepción de los criterios de irregularidad y tipo de sistema estructural. [37]

2.4.2 Irregularidad en planta

De acuerdo a las comprobaciones realizadas con el plano de la estructura y visualización de la construcción se determinó que no existe irregularidad en planta.

2.4.3 Irregularidad vertical

Para verificar la irregularidad en elevación se tomó en cuenta las características de piso flexible, distribución de masa e irregularidad geométrica respectivamente, donde en la distribución de masa el segundo piso presenta un incremento considerable.

2.4.4 Tipo de sistema estructural

La estructura que se está realizando la investigación presenta características de un sistema de pórticos especiales sismo resistente de hormigón armado con vigas banda.

2.5 Análisis estático no lineal- Pushover

2.5.1 Definición de materiales

- hormigón

Se definieron las propiedades en base a los resultados obtenidos en los ensayos de los cilindros de hormigón tomados en la obra donde, además, se pudo constatar que se realizaba una incorrecta dosificación de los materiales para preparar el hormigón así también se pudo constatar que en el agregado grueso existe la presencia de cantos rodados lo que provoca disminución de resistencia del hormigón por esta razón se coloca los siguientes datos en los parámetros que solicita el programa para realizar el análisis, así tenemos:

Figura N° 33: Definición de material hormigón



- Acero

Se definen las propiedades de acuerdo a las especificaciones del proveedor, en este caso del distribuidor adelca.

Figura N° 34: Definición del material acero de refuerzo



2.5.2 Definición de secciones para el modelado de la estructura

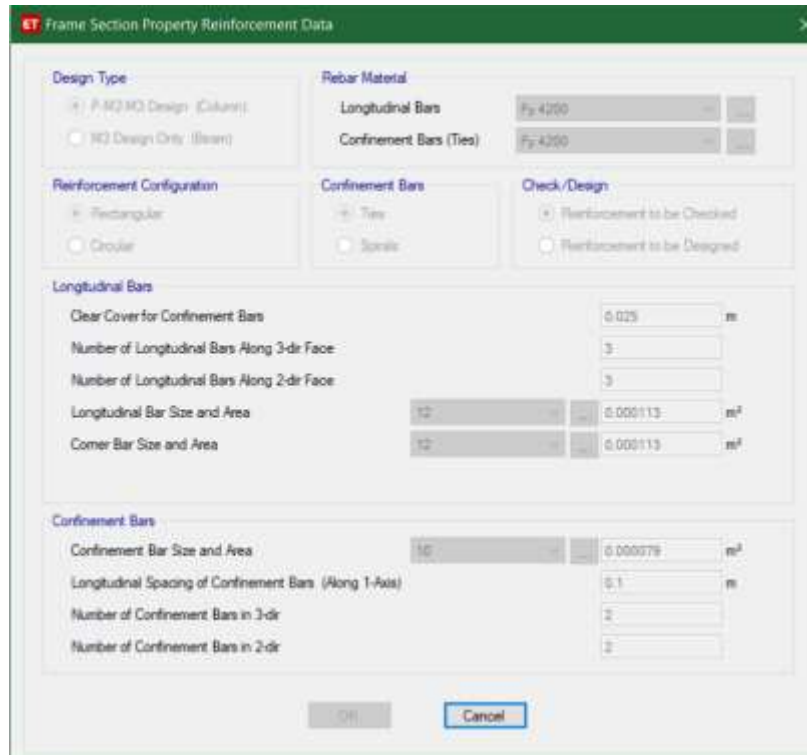
En obra se pudo constatar las dimensiones reales con las que la estructura fue construida, con estos datos se procede a detallar estas características en el programa para un correcto análisis, así tenemos:

Figura N° 35: Definición de sección de columnas real construido.



A continuación se detalla la configuración de los aceros de refuerzo tanto longitudinal como transversal de las columnas que se construyeron en la estructura en estudio los cuales se utilizaron 8 varillas de 12 milímetros entre esquineras y medianeras, así también se colocaron estribos realizados con varilla de 10 milímetros de diámetro a una separación de 10 cm, como se detalla a continuación:

Figura N° 36: Detallado de armado utilizado en columnas en obra



De mismo modo se pudo constatar las dimensiones de las vigas con las que fue construida la estructura siendo estas de 30 centímetros de base con una altura de 20 centímetros cabe mencionar que las vigas tienen la misma altura de la losa lo que la define como vigas banda, además, se detalla también la armadura que poseen las vigas en la estructura tanto para refuerzo a flexión las cuales se colocaron 3 varillas de 12 milímetros en la parte superior (acero negativo) y 2 varillas de 12 milímetros en la parte inferior de la viga (acero positivo) más 2 varillas de 12 milímetros como refuerzo en la parte superior, como para cortante donde se utilizaron estribos realizados con varilla de 10 milímetros y colocados a 10 y 20 centímetros distribuidos a cada tercio ($1/3$) de la viga, a pesar de que en el plano se detalla una separación de 5 y 10 centímetros a una distancia $2H$ respectivamente, a continuación se detallan las dimensiones y refuerzos encontrados en obra:

Figura N° 37: Definición de sección de vigas reales construidas

ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V 20x30

Material: Fe 180

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.2 m

Width: 0.3 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK
Cancel

Figura N° 38: Definición de armado real en vigas banda

ET Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Fy 4200

Confinement Bars (Ties): Fy 4200

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.041 m

Bottom Bars: 0.041 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0.000565 m²

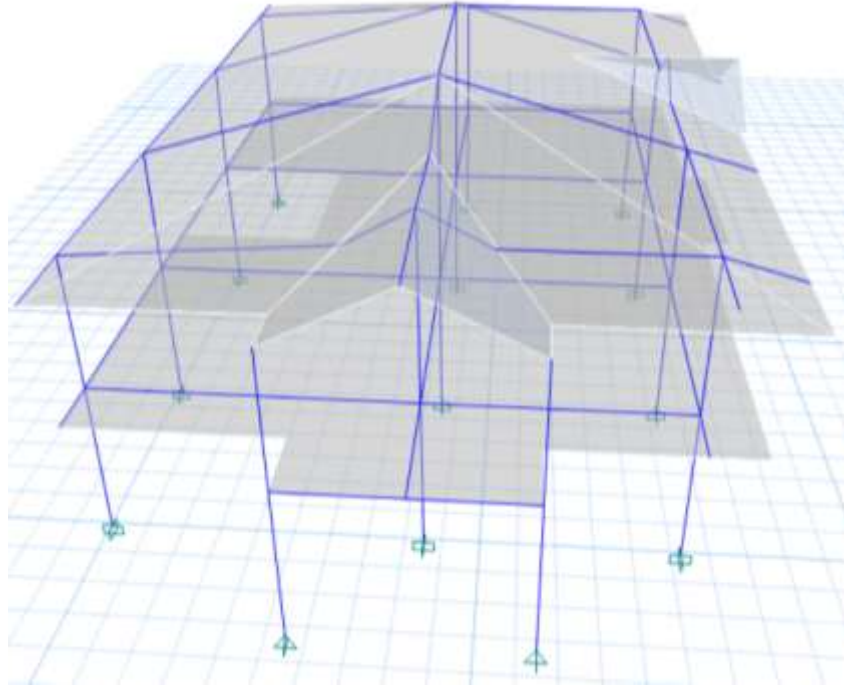
Top Bars at J-End: 0.000565 m²

Bottom Bars at I-End: 0.000226 m²

Bottom Bars at J-End: 0.000226 m²

OK
Cancel

Figura N° 39: Modelado de la estructura con las dimensiones con la que fue construida (construcción informal)



2.5.3 Definición de cargas laterales

Una vez definidos los parámetros sísmicos y después de haber determinado el peso del edificio se procede a calcular la carga sísmica reactiva correspondiente a cada piso de la estructura con la cual el programa realizará el análisis correspondiente así tenemos:

Tabla N° 13: Cargas laterales en el sentido X.

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story2	D1	27.14	0	0
Story1	D1	13.57	0	0

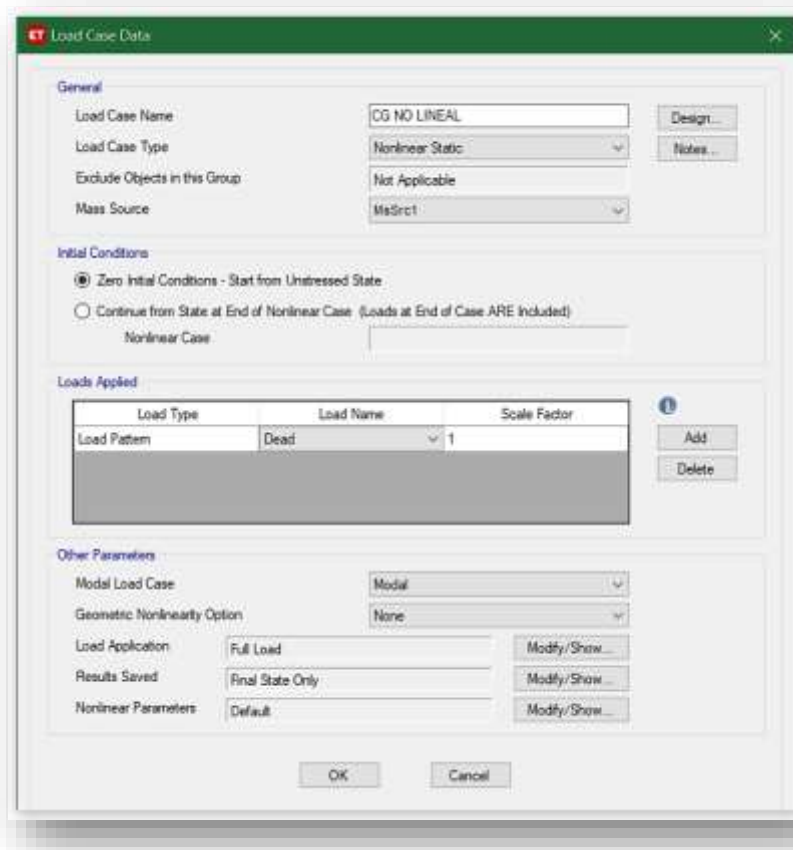
Tabla N° 14: Cargas laterales en el sentido Y.

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story2	D1	0	27.14	0
Story1	D1	0	13.57	0

2.5.4 Definición de carga gravitacional no lineal

Se define los casos de carga no lineales con los que iniciará el cálculo de la estructura con la misma fuente de masa creada, a partir de la carga muerta al 100%.

Figura N° 40: Definición de la carga gravitacional no lineal



2.5.5 Definición de rótulas plásticas en vigas y columnas

A continuación, se muestra los parámetros utilizados para la colocación de los puntos exactos donde se espera la generación de rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas, además se muestran las opciones elegidas de acuerdo a las secciones y armados reales encontradas en los elementos de la estructura analizada utilizando las respectivas tablas de la ASCE 41 13 que se muestran en el programa etabs.

La distancia de colocación de las rótulas en las vigas está determinada en base a el ancho de la columna con la que está interconectada y a la longitud de las vigas.

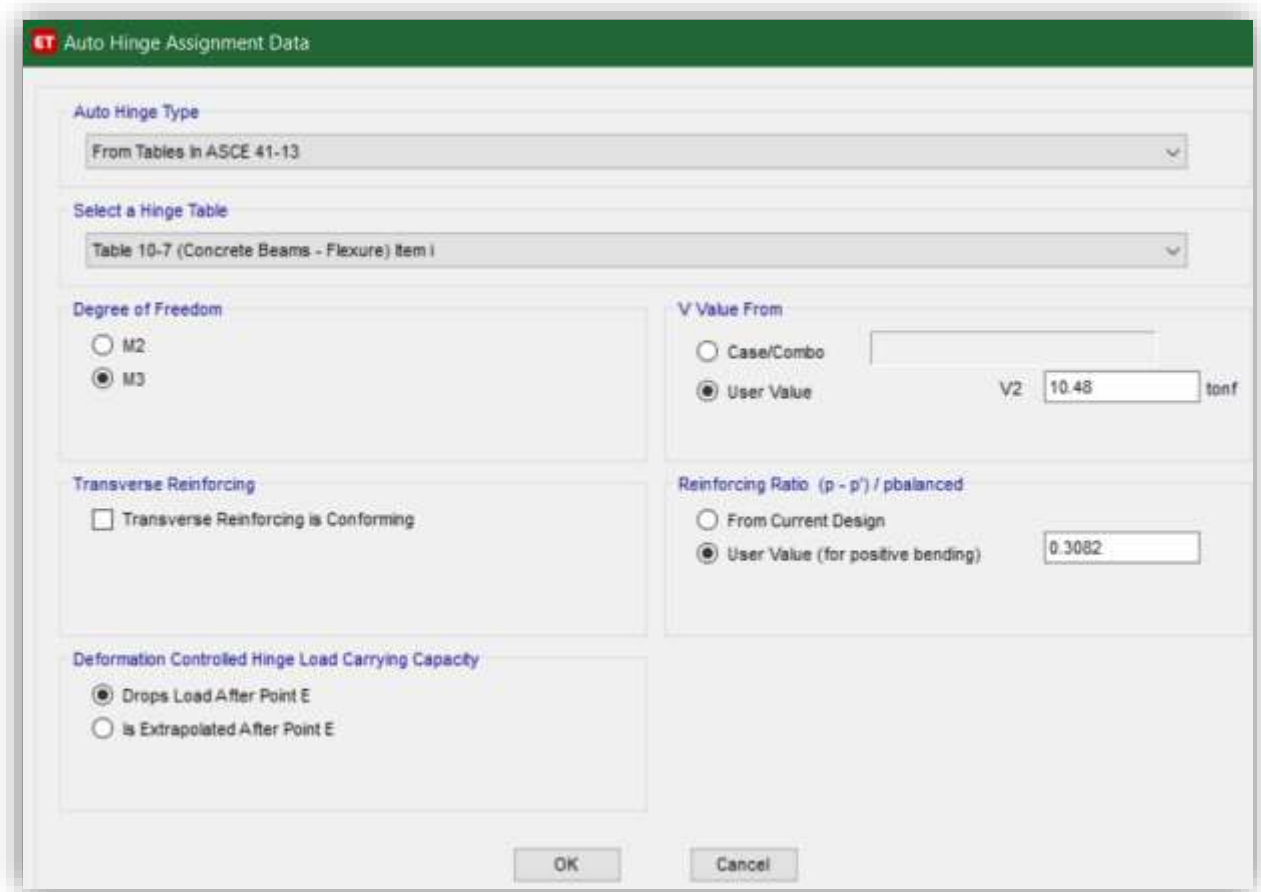
Tabla N° 15: Distancia a colocación de rótulas en vigas

COL (m)	long viga (m)									
0.3	4.25	3.4		2.95	3.6	3.3	3.4	4.3	1.05	0.75
Rot inicial	0.035	0.044		0.051	0.042	0.045	0.044	0.035	0.143	0.200
Rot final	0.965	0.956		0.949	0.958	0.955	0.956	0.965	0.857	0.800

Fuente: Franklin Ramos

Así también se definen los parámetros para cada viga con diferente longitud, estos parámetros fueron calculados basándose en el código ASCE 141-13 y tomando en cuenta como fueron construidos los elementos in situ, así tenemos:

Figura N° 41: Definición de rótulas plásticas en vigas



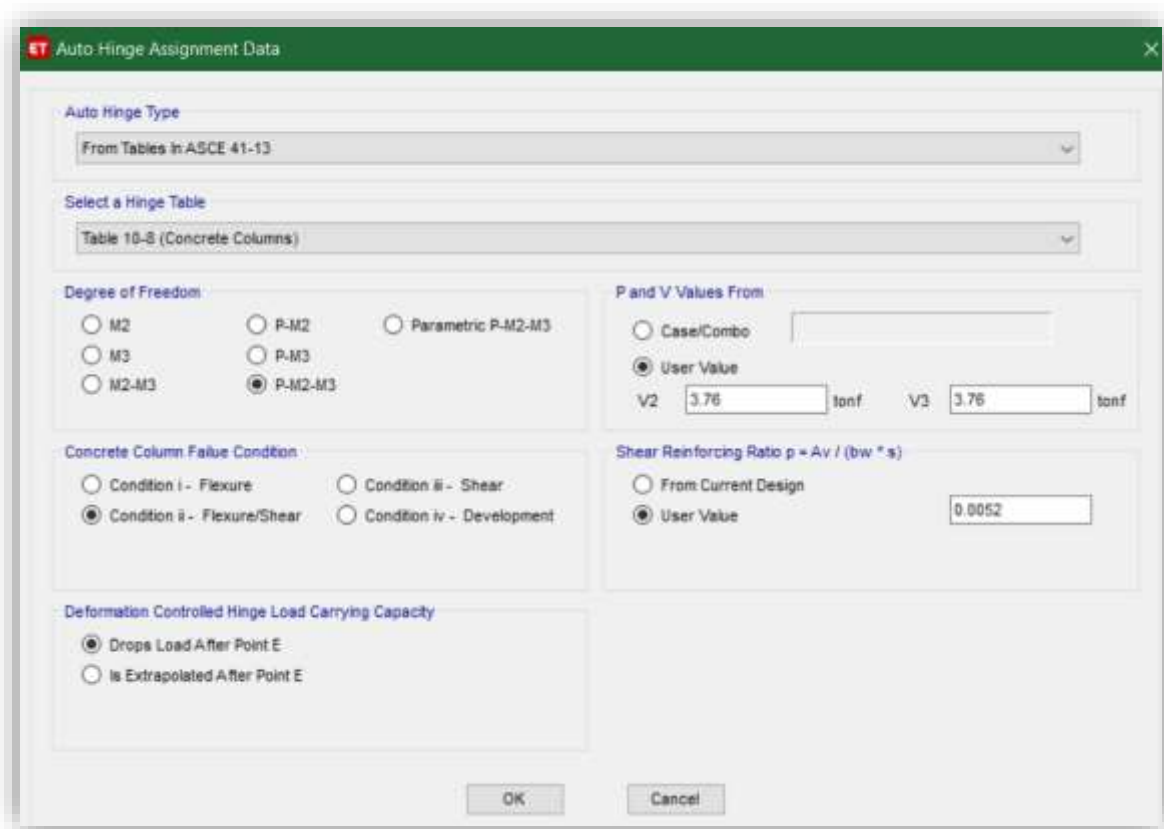
Para el caso de columnas se aplica un método similar donde se toma en cuenta la altura de la viga y la longitud de la columna para definir correctamente una rótula.

Tabla N° 16: Rótula plástica en columnas

VIGAS (m)	Longitud columna (m)				
0.2	2.2	2.45	2.55	2.9	3.2
Rot inicial	0.045	0.041	0.039	0.034	0.031
Rot final	0.955	0.959	0.961	0.966	0.969

Fuente: Franklin Ramos

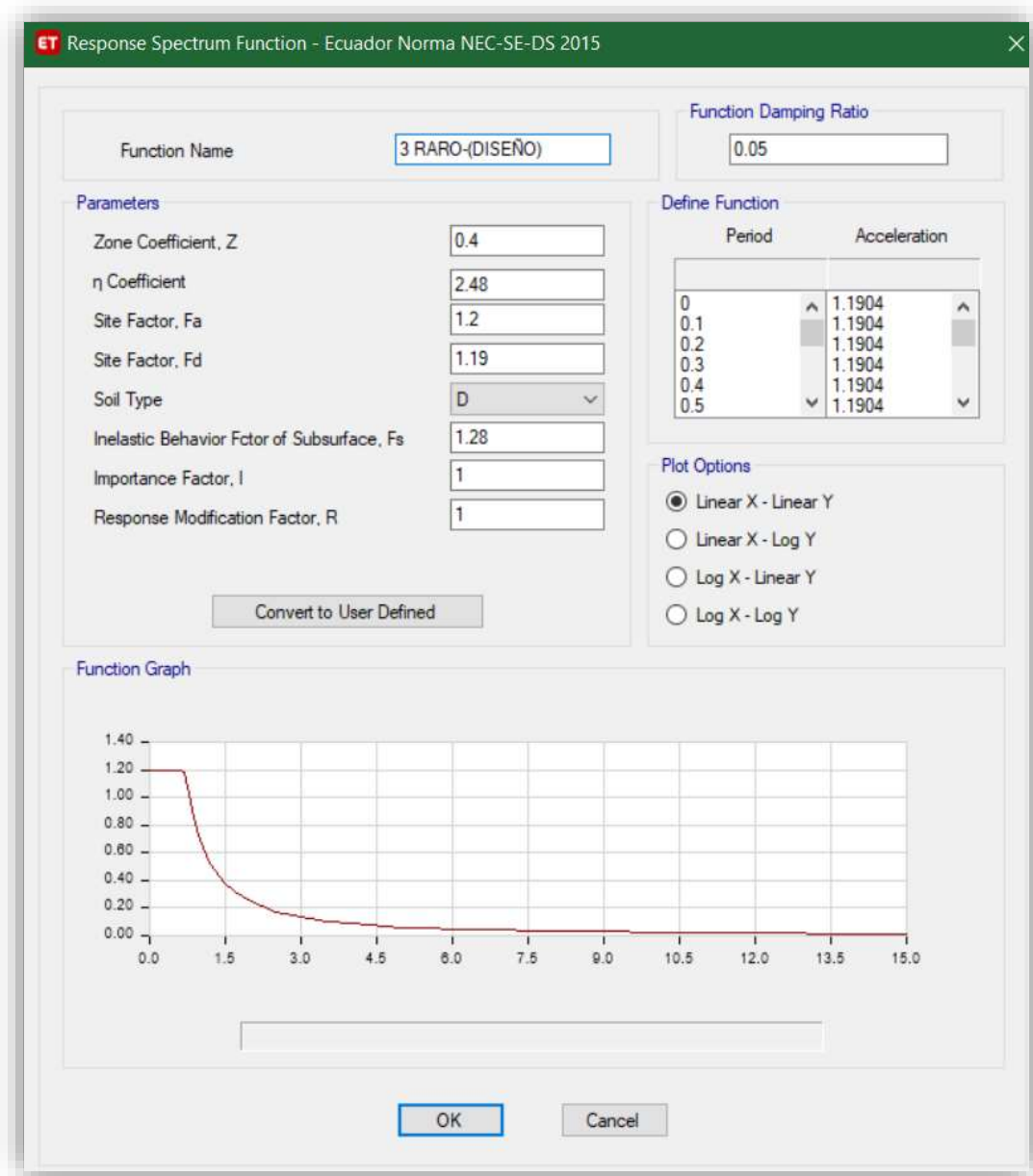
Los parámetros para crear rótulas plásticas en las columnas están basados en el código ASCE 41-13 así también en las condiciones con las que están construidas in situ estos elementos.



2.5.6 Espectro de demanda sísmica

Para el análisis no lineal de la estructura se definen cuatro demandas sísmicas definidas como sismo Frecuente, Ocasional, Raro o de diseño y Muy Raro cada una difiere según su período de retorno correspondiente, además determina la importancia que precisa a la estructura.

Figura N° 42: Parámetros para una demanda sísmica de diseño



2.5.7 Definición de parámetros para el análisis PUSHOVER

Para la realización del análisis Pushover se especifica el tipo de caso de carga de tipo “Nonlinear Static” (Estático no lineal), también, se debe especificar las condiciones iniciales las cuales deben continuar luego de agotarse la carga gravitacional no lineal, de igual manera se debe especificar las fuerzas actuantes para cada sentido tanto en el sentido “X” como “Y”.

Figura N° 43: Creación del caso de carga para realizar el PUSHOVER en el sentido “X”

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSH X [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CG NO LINEAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Fx	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Para el caso del sentido “Y” se determinan los mismos parámetros con la diferencia de especificar el patrón de carga correspondiente a dicho sentido.

Figura N° 44: Creación del caso de carga para realizar el PUSHOVER en el sentido “Y”

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSH Y

Load Case Type: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CG NO LINEAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Fy	1

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control

Results Saved: Multiple States

Nonlinear Parameters: User Defined

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, OK, Cancel

CAPÍTULO III
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1 Chequeos según la NEC-SE-DS 2015

Se tomará en cuenta los parámetros mínimos establecidos en la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DS 2015) los cuales se muestran a continuación:

3.1.1 Períodos de vibración

La norma ecuatoriana de la construcción presenta 2 maneras para determinar el período de vibración de una estructura el cual en una de ella utiliza coeficientes acordes al tipo de estructura que se va a diseñar o construir, esta información que se detalla en la siguiente tabla:

Tabla N° 17: Factores para determinar el período de vibración de la estructura.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Con lo cual tenemos los siguientes valores para el periodo:

$$T_{NEC} = C_t h_n^\alpha$$

$$T_{NEC} = 0.055 * 5.4^{0.9}$$

$$T_{NEC} = 0.251$$

Este valor será comprobado con el período obtenido mediante un análisis realizado en el programa Etabs, el mismo que no debe exceder el 30% del obtenido con las formulas de la NEC así tenemos:

Tabla N° 18: Período obtenido mediante análisis modal

Modo	Período [Sg]
1.000	0.307
2.000	0.295
3.000	0.268
4.000	0.108
5.000	0.107
6.000	0.090
7.000	0.015
8.000	0.014
9.000	0.011
10.000	0.010
11.000	0.009
12.000	0.009

Entonces:

$$T_{NEC} < T_{MODAL} < 1.3 * T_{NEC}$$

$$0.251 < 0.307 < 1.3 * 0.251$$

$$0.253 < 0.307 < 0.326$$

Una vez obtenidos los resultados se puede evidenciar que la estructura en estudio cumple con las condiciones dispuestas en la normativa ecuatoriana.

3.1.2 Torsión

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción los primeros modos de vibración deben ser de traslación mientras que el tercer modo de vibración debe ser de rotación esto se puede comprobar con las fórmulas establecidas en la misma norma la cual se expresa de la siguiente forma:

$$\% Torsional = \frac{RZ}{> entre (Ux, Uy)} * 100$$

De los valores resultantes se puede determinar:

- Torsional, si % torsión > 30%
- Traslacional, si % torsión < 30%

Así tenemos con los valores de la estructura analizada:

Tabla N° 19: Porcentaje de masa en movimiento

Case	Modo	Período [Sg]	UX	UY	RZ
Modal	1	0.307	0.8417	0.0012	0.0048
Modal	2	0.295	0.0013	0.83	0.0023
Modal	3	0.268	0.0043	0.0008	0.8623

Fuente: Franklin Ramos

- Primero modo de vibración

$$\% Torsional = \frac{0.0048}{0.8417} * 100$$

$$\% Torsional = 0.57 \%$$

Como % torsional < 30%, representa movimiento traslacional en el sentido X

- Segundo modo de vibración

$$\% Torsional = \frac{0.0023}{0.83} * 100$$

$$\% Torsional = 0.28 \%$$

Como % torsional < 30%, representa movimiento traslacional en el sentido Y

- Tercer modo de vibración

$$\% Torsional = \frac{0.8623}{0.0043} * 100$$

$$\% Torsional = 20053.48 \%$$

Como % torsional > 30%, representa movimiento rotacional alrededor de Z.

3.1.3 Masa acumulada

La determinación de la masa participativa nos permite estimar eficientemente la masa sísmica reactiva, esto se logra cuando en la estructura participa el 90% de su masa en las direcciones principales consideradas.

Tabla N° 20: Participación de masa modal

Modo	Sumatoria UX	Sumatoria UY
1	0.8417	0.0012
2	0.843	0.8571
3	0.8473	0.8578
4	0.995	0.8619
5	0.9998	0.986
6	0.9999	0.9969
7	0.9999	0.9969
8	0.9999	0.9969
9	0.9999	0.9969
10	0.9999	0.9969
11	0.9999	0.9969
12	0.9999	0.9969

En la tabla presentada podemos verificar que la participación del 90% se da en primera instancia en el sentido X en el cuarto modo de vibración debido a que en este sentido según la configuración estructural existe menor cantidad de columnas lo que la hace menos rígida y se genere la participación de masa en ese sentido y posteriormente en el sentido Y.

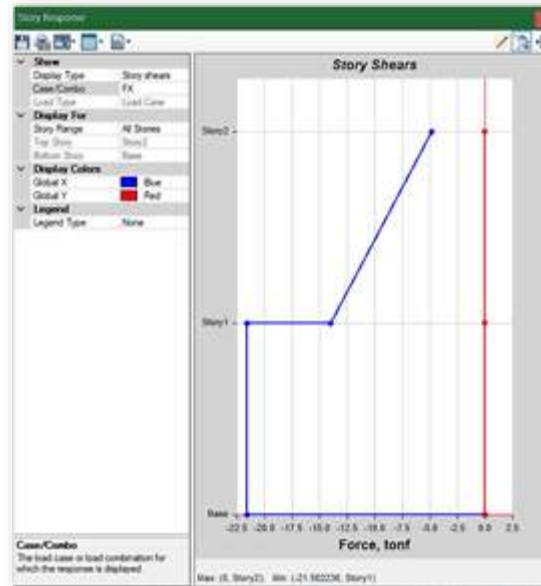
3.1.4 Cortante basal estático y dinámico

En la normativa NEC-SE-DS, 2015 menciona que una vez obtenidos los valores de la cortante basal tanto estáticos como dinámicos este último no debe ser menor que el 80% del cortante basal estático cuando se trata de estructuras regulares y no debe ser menor que el 85% del cortante basal estático cuando se trata de estructuras irregulares.

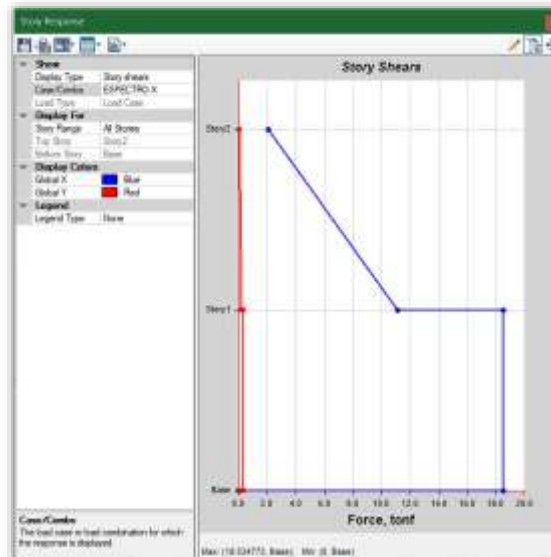
A continuación, se muestran las gráficas referentes a las cortantes tanto estático y dinámico en el sentido “X” y su respectivo cálculo para establecer y comprobar lo estipulado en la normativa:

Figura N° 45: Cortante basal estático y dinámico sentido X

a) Cortante basal
estático



b) Cortante basal
dinámico



$$V_{estático} = 21.56 \text{ ton}$$

$$V_{dinámico} = 18.53 \text{ ton}$$

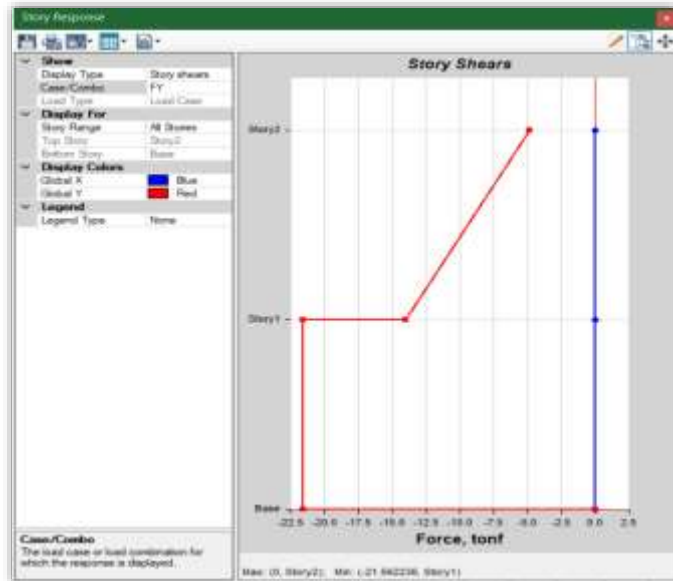
$$\frac{V_{dinámico}}{V_{estático}} = \frac{18.53 \text{ ton}}{21.56 \text{ ton}} * 100 = 85.95 \%$$

Cumple

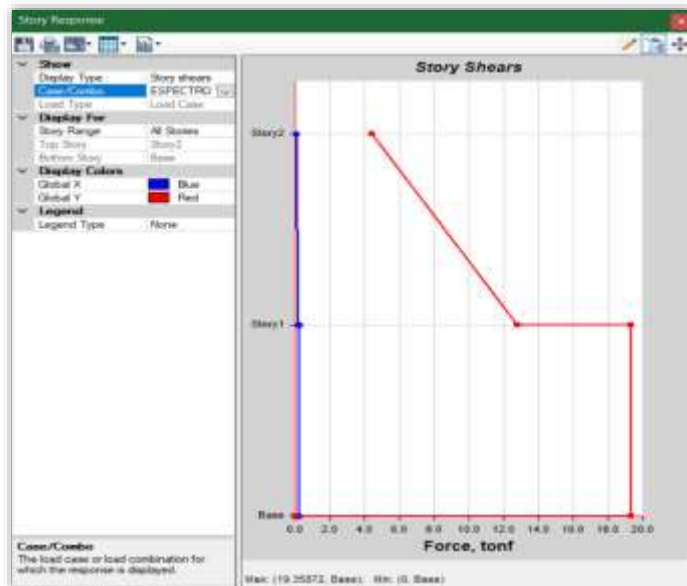
Se realiza el cálculo de la cortante basal para su comprobación en el sentido “Y” obteniéndose los resultados que se muestran a continuación:

Figura N° 46: Cortante basal estático y dinámico sentido Y

a) Cortante basal estático



b) Cortante basal dinámico



$$V_{estático} = 21.56 \text{ ton}$$

$$V_{dinámico} = 19.36$$

$$\frac{V_{dinámico}}{V_{estático}} = \frac{19.36 \text{ ton}}{21.56 \text{ ton}} * 100\% = 89.8 \%$$

Cumple

3.1.5 Derivas de piso

La deriva de piso hace referencia al desplazamiento lateral que se produce en un piso con respecto al anterior expresada en %, la NEC-SE-DS establece un límite de 2% en la deriva inelástica máxima para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera, mientras que para estructuras de mampostería establece un límite de 1%.

El programa utilizado para el análisis presenta el valor de la deriva elástica por lo que se debe convertir en deriva inelástica para su respectiva comprobación mediante la siguiente fórmula establecida en la NEC:

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

Donde:

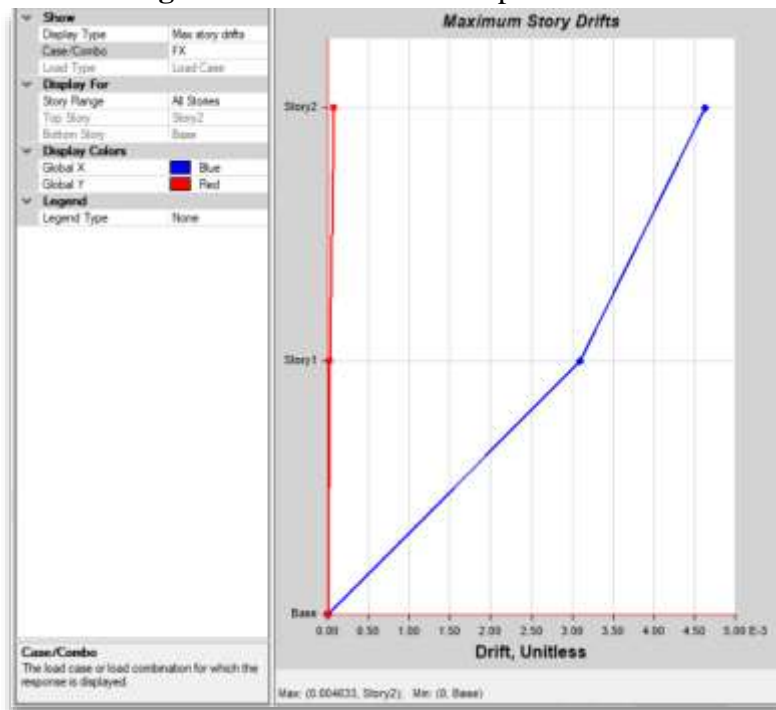
ΔM : Deriva inelástica máxima

R: Factor de reducción de resistencia

ΔE : Deriva elástica máxima

- Deriva de piso por fuerzas estáticas:

Figura N° 47: Deriva de piso sentido “X”



$$\Delta E = 0.004633$$

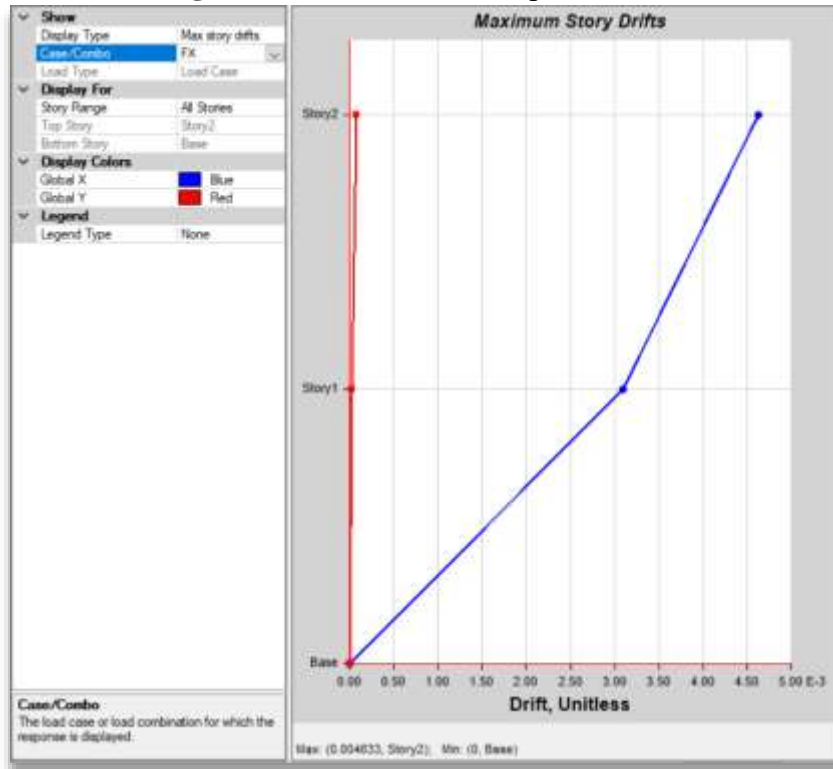
$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

$$\Delta M = 0.75 * 5 * 0.004633$$

$$\Delta M = 1.73 \%$$

1.73 % < 2%; cumple con la deriva

Figura N° 48: Deriva de piso sentido “Y”



$$\Delta E = 0.004892$$

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

$$\Delta M = 0.75 * 5 * 0.004892$$

$$\Delta M = 1.83 \%$$

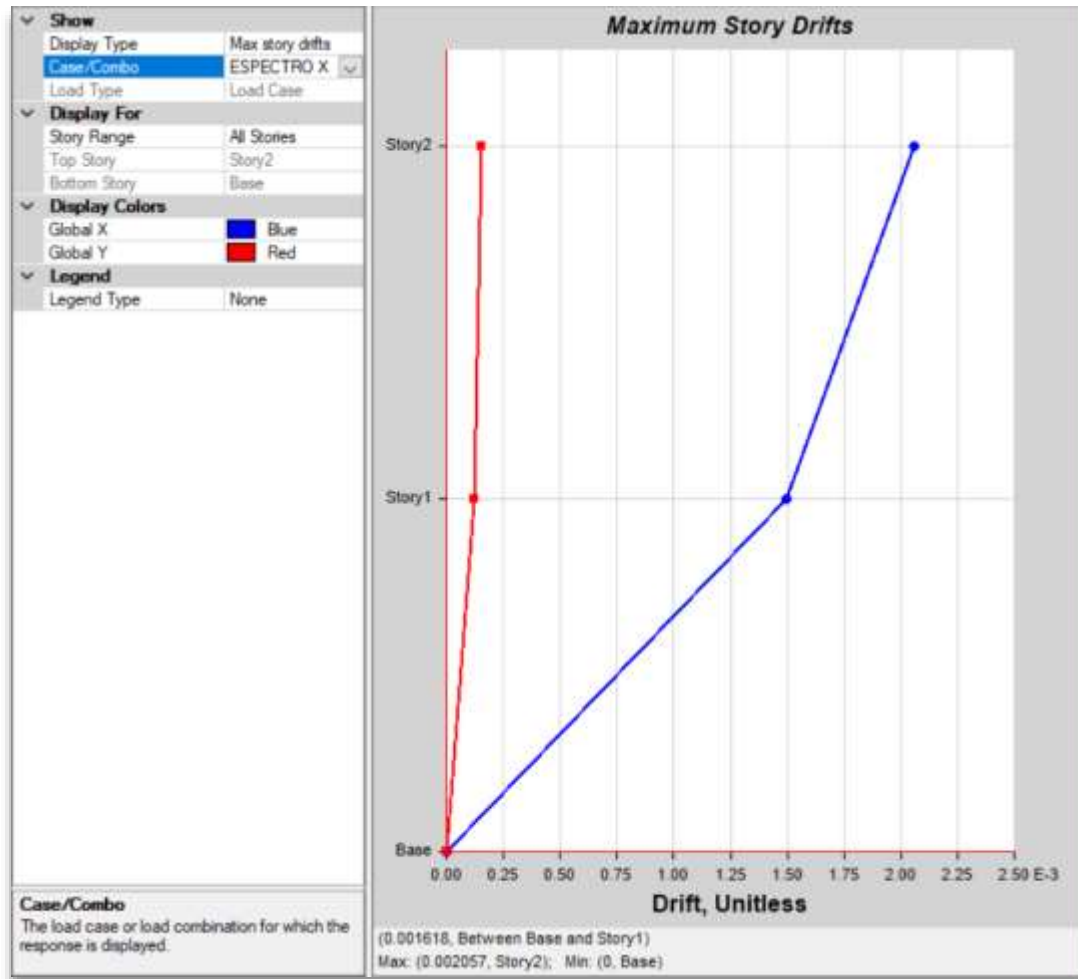
1.83 % < 2%; cumple con la deriva

Se puede apreciar que tanto en el sentido “X” como en el sentido “Y” se obtienen derivas inelásticas elevadas, sin embargo, cumple con la normativa la cual recomienda que sea menor del 2 %.

- **Deriva de piso por fuerzas dinámicas:**

Así mismo se determinará la respectiva deriva tanto para el sentido “X” como para el sentido “Y” con las fuerzas dinámicas para comprobar si estas cumplen o no con las recomendaciones de la normativa.

Figura N° 49: Deriva sentido “X” por fuerzas dinámicas



$$\Delta E = 0.002057$$

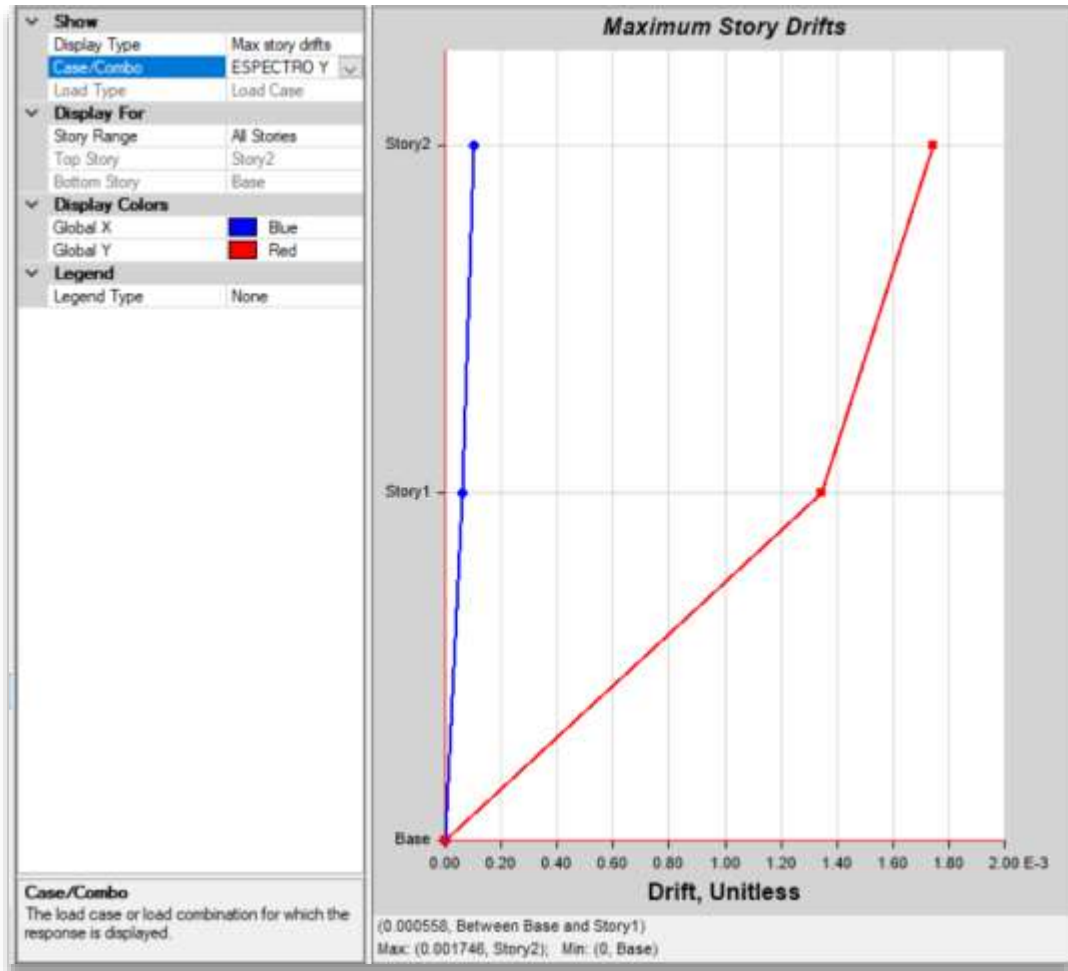
$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

$$\Delta M = 0.75 * 5 * 0.002057$$

$$\Delta M = 0.77 \%$$

0.77 % < 2%; cumple con la deriva

Figura N° 50: Derivas sentido “Y” por fuerzas dinámicas



$$\Delta E = 0.0017$$

$$\Delta M = 0.75 * R * \Delta E$$

$$\Delta M = 0.75 * 5 * 0.0017$$

$$\Delta M = 0.64 \%$$

0.64 % < 2%; cumple con la deriva

Una vez verificada en los dos sentidos aplicando las fuerzas dinámicas se puede apreciar que cumple con la deriva recomendada por la normativa siendo estas, menor al 2%, además cabe mencionar que son derivas muy conservadoras ya que se encuentran muy debajo de lo recomendado denotando una excesiva rigidez en la estructura.

3.1.6 Análisis de elementos estructurales

- Chequeo a flexión de vigas:

Se presenta la viga más desfavorable según las longitudes y combinaciones de carga aplicadas por el programa de análisis estructural utilizado, el cual indica la cantidad de acero de refuerzo tanto en la parte superior como inferior de la viga, así también el porcentaje de acero que representa para dicha viga.

Figura N° 51: Cuantía y porcentaje de acero en vigas



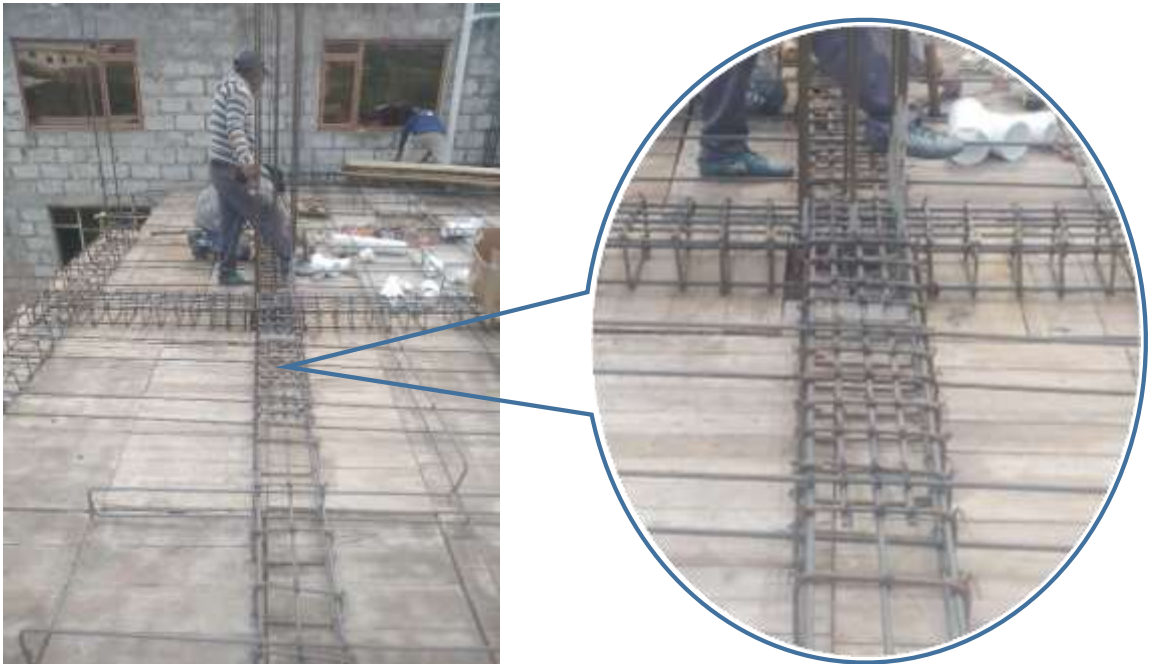
Tabla N° 21: Momento de diseño y combinación de carga

Flexural Desing Moment, Mu3						
	End -I Desing Mu tonf-m	End -I Station Loc m	Middle Desing Mu tonf-m	Middle Station Mu tonf-m	End -J Desing Mu tonf-m	End -J Station Loc m
Top (+2 Axis)	-4.4756	0.15	-1.1189	2.3611	-4.0184	4.1
Combo	1.2D+1.6L		1.2D+1.6L		1.2D+1.6L	
Top (+2 Axis)	2.24	0.15	3.41	2.3611	2.01	4.1
Combo	1.2D+1.6L		1.2D+1.6L		1.2D+1.6L	

En la tabla anterior se muestran las combinaciones de carga y momentos actuantes utilizados por el programa para realizar los cálculos en la viga analizada.

Si bien es cierto el programa nos presenta una cantidad de 9.30 cm² de reforzamiento longitudinal debido a las dimensiones utilizadas, en realidad en la obra se ocuparon una cantidad de 5.65 cm² de acero correspondientes a 3 varillas longitudinales de Ø=12 mm más 2 varillas de refuerzo de igual manera de Ø=12 mm como se muestra a continuación:

Figura N° 52: Acero longitudinal colocado en obra



Fuente: Franklin Ramos

- Acero longitudinal mínimo requerido para flexión para la viga de estudio:

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14}{4200} * 30\text{cm} * 15.9\text{cm}$$

$$A_{s_{\min}} = 1.59\text{cm}^2$$

Entonces:

$$10.64 \text{ cm}^2 > 1.59 \text{ cm}^2; \text{ CUMPLE}$$

- Se determina la cuantía de acero con la cantidad de acero que establece el programa que es de 10.64 cm², así también, con el valor que se determinó en obra que es de 5.65 cm².

- *Cuantía programa*

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$
$$\rho = \frac{9.30 \text{ cm}^2}{30\text{cm} * 15.9\text{cm}}$$
$$\rho = 0.01949 ; 1.95\%$$

- *Cuantía real en obra*

$$\rho = \frac{As}{b * d}$$
$$\rho = \frac{5.95\text{cm}^2}{30\text{cm} * 15.9\text{cm}}$$
$$\rho = 0.01184 ; 1.18 \%$$

- Ahora se determina la cuantía máxima permitida para zonas sísmicas ($\rho_{m\acute{a}x}$) para la viga estudiada:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'c}{f_y}\right) * \left(\frac{6100}{6100 + f_y}\right)$$
$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{180}{4200}\right) * \left(\frac{6100}{6100 + 4200}\right)$$
$$\rho_b = 1.83\%$$

- Determinación de la cuantía máxima necesaria:

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5\rho_b$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5 * 1.83\%$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.917 \%$$

$$As_{m\acute{a}x} = \rho_{m\acute{a}x} * b * d$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.00917 * 30\text{cm} * 15.9 \text{ cm}$$

$$As_{m\acute{a}x} = 4.37 \text{ cm}^2$$

Entonces:

$$\rho < \rho_{m\acute{a}x} \text{ programa} ; 1.95\% > 0.917\%; \text{ NO CUMPLE}$$

$$\rho < \rho_{m\acute{a}x} \text{ en obra} ; 1.18\% > 0.917\%; \text{ NO CUMPLE}$$

La norma NEC-SE-HM, establece que una viga debe cumplir con criterios de cuantías mínima y máxima para cumplir con criterios de sismoresistencia además de mencionar y recomendar dimensiones mínimas específicas principalmente en el ancho de vigas que es de 25 centímetros, en este caso cumple con la cuantía mínima pero no sucede lo mismo con la cuantía máxima debido a que como se aprecia en los cálculos tanto los resultados brindados por el programa de cálculo como el presentado por las cantidades reales utilizadas superan las máximas admisibles por las dimensiones de la viga, esto denota una incorrecta implementación de las secciones tanto en su ancho como el peralte de la misma ya que matemáticamente esta viga permite un área de 4.37 cm² como cantidad máxima pero no soportaría las cargas actuantes y no cumple con los requisitos de sismoresistencia.

- Chequeo a cortante en vigas:

De la misma forma se presenta la tabla 22 con los valores de cortante determinado por el programa de análisis estructural para la viga con mayor sollicitación que en este caso es un valor de 5.98 ton que debe soportar a corte, además, se muestra la cantidad de refuerzo a cortante determinados por el programa los cuales son insuficientes como se muestra en la tabla 23.

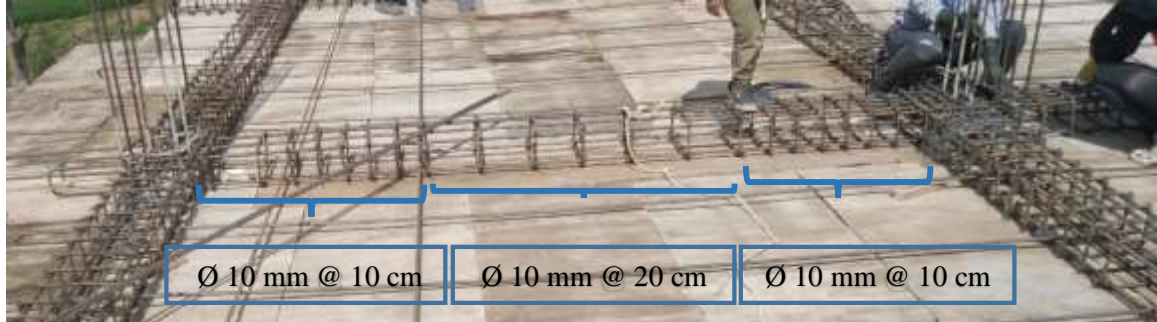
Tabla N° 22: Valores de cortantes máximos

Desing Shear Force for Major Shear, V u2					
End-I Design V u ton	End-I Station Loc m	Middle Design V u ton	Middle Station Loc m	End -J Design V u ton	End -J Station Loc m
5.9772	0.15	0.15	-1.1189	8.0091	4.1
1.2D+1.6L		8.0091	D 1.2D+L+Y		

Tabla N° 23: Acero de refuerzo por cada metro

Shear Reinforcement Mayor Shear, Vu2		
End Rebar Av/s m ² /m	Middle Rebar Av/s m ² /m	End Rebar Av/s m ² /m
O/S	O/S	0.00109

Figura N° 53: Diámetro y separación de estribos en la estructura



Fuente: Franklin Ramos

Cabe mencionar que en la estructura se utilizaron varillas de un diámetro de 10 mm con una separación de 10 cm en zonas denominadas críticas y en la zona central a una separación de 20 cm para refuerzo a cortante en las vigas como se puede apreciar en la figura mostrada anteriormente, matemáticamente con este espaciamiento resistiría un cortante de 10.48 ton, pero debido a su separación no es factible porque la norma NEC recomienda colocarlos a una separación $s=d/4$ lo cual implica colocarlos a una separación de 4 cm.

- Chequeo a torsión:

Se permite despreciar los efectos de torsión cuando se cumple la siguiente expresión establecida por el código ACI 318-2014:

$$T_u < \phi T_{tn}$$

Donde:

T_u : Resistencia a la torsión

T_{tn} = Umbral de torsión

ϕ = Factor de reducción con un valor de 0.75

Tabla N° 24: Torsión en vigas

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u						
$\phi * T_u$ tonf-m	T_{th} tonf-m	T_{cr} tonf-m	Area A_o m ²	Perimeter, Ph m	Rebar A_t/s m ² /m	Rebar A_l m ²
0.3258	0.0961	0.3842	0.0199	0.6444	0	0

Fuente: Franklin Ramos

$$T_u < \phi T_{tn}$$

$$0.3258 < 0.9 * 0.0961$$

$$0.3258 > 0.08649 \text{ **NO CUMPLE**}$$

- Chequeo de columnas

El programa de análisis estructural nos permite aplicar la opción de “chequear” la cantidad de acero colocado realmente en obra con los cuales se puede apreciar que la cantidad de acero de refuerzo colocado que es 8 varillas de 12 milímetros en la sección de 30 x 30 cm, cumple con el porcentaje de acero que recomienda la NEC.

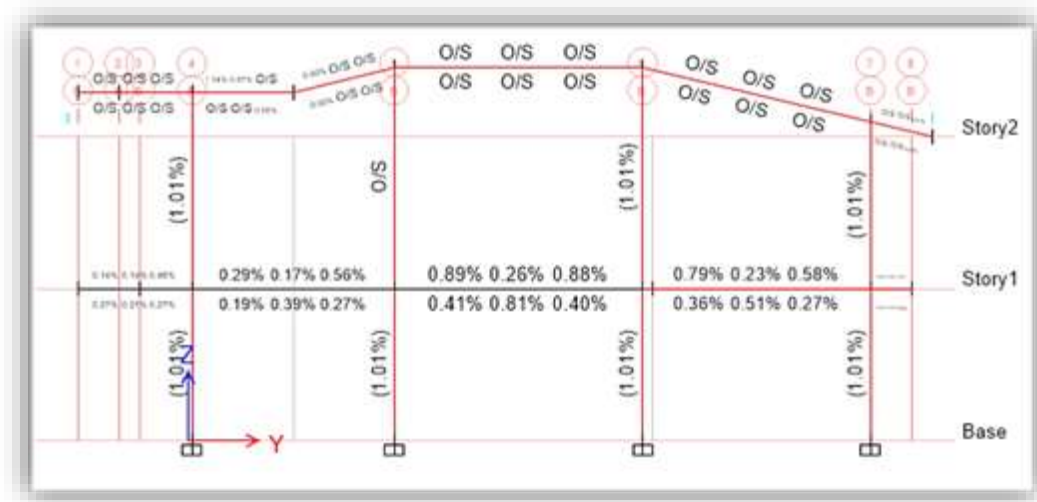
$$0.01 \leq \frac{A_s}{b \cdot h} \leq 0.03$$

$$\frac{8 * \pi * \frac{12^2}{4} \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}} = 1.00$$

$$0.01 \leq 0.01 \leq 0.03$$

CUMPLE REQUISITO

Figura N° 54: Porcentaje de acero en columnas



Se puede evidenciar que la cantidad de refuerzo colocado en la columna se encuentra en el límite inferior establecido por la norma lo cual está permitido, pero en vista que ocurren otras solicitaciones se continuará con los cálculos.

- **Revisión de refuerzo transversal y confinamiento**

El refuerzo transversal en un elemento sometido a efectos de flexo-compresión deben contener un refuerzo apropiado en su longitud (L_o) de confinamiento.

Para determinar la longitud de confinamiento (L_o) la norma establece escoger la mayor longitud entre:

- 1/6 de la luz libre del elemento: $1/6 * 2.20 = 366.7$ mm
- La máxima dimensión de su sección transversal: 300 mm
- O 450 mm

Para nuestro caso se debería elegir 450 mm, pero en obra se estableció una longitud de 75 cm a partir de la cara del nudo formado con la viga, esta consideración es valedera pues viene a ser un valor superior a los mínimos establecidos.

Para determinar la separación de los estribos dentro de esta longitud de confinamiento la norma establece los siguientes parámetros, la menor de:

- 1/4 dimensión mínima del elemento: $1/4 * 300 = 75$ mm
- 6 veces el diámetro de la barra de refuerzo longitud menor: $6 * 12$ mm = 72 mm
- $S_o = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - 100}{3} \right) = 150$ mm

hx = Espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos.

La separación de los estribos en zona de confinamiento para la estructura en estudio debería ser $S_o = 72$ mm = 7.2 cm, lo cual no se ha cumplido puesto que en esta zona se colocaron a una distancia de 10 cm.

En la sección fuera de la zona de confinamiento los estribos en las columnas de la estructura se encuentran separados a 15 cm lo cual tampoco cumple

con lo establecido en la norma pues se debe tomar la menor distancia entre las siguientes consideraciones:

- 6 diámetro menor de refuerzo longitudinal=6*12 mm =72 mm
- 150 mm

En realidad, se colocaron a 150 milímetros cuando lo recomendable habría sido elegir en este caso 72 mm.

- Cantidad de acero para el diseño a confinamiento

Tanto en la normativa ACI, como en la NEC, mencionan que se deben cumplir con las condiciones $P_u \leq 0.3 * A_g * f'c$ y $f'c \leq 70MPa$, en caso de cumplirse estas condiciones se procede a aplicar las siguientes formulas:

1. $A_{sh} = 0.3 * \frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$
2. $A_{sh} = 0.09 * \frac{s * b_c * f'c}{f_{yt}}$

Donde:

S = separación entre estribos

b_{ch} y b_{cv} = distancia de los bordes externos del refuerzo transversal tanto horizontal como vertical

$f'c$ = resistencia a compresión del hormigón

f_{yt} = esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

A_g = área del hormigón

A_{ch} = área interior confinada

A_{sh} = área total de refuerzo transversal

Así tenemos para la dirección X, con separación real colocada en la estructura:

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{s * b_{ch} * f'c}{f_{yt}} * \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right]$$

$$Ash = 0.3 * \frac{10 \text{ cm} * 24 \text{ cm} * 180 \text{ kg/cm}^2}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \left[\frac{30 \text{ cm} * 30 \text{ cm}}{24 \text{ cm} * 24 \text{ cm}} - 1 \right]$$

$$Ash = 1.74 \text{ cm}^2$$

Para el sentido Y corresponde la misma cantidad de acero puesto que se mantienen las mismas dimensiones al ser una columna cuadrada.

Aplicaremos la fórmula número 2 para el sentido X, que nos permitirá comparar con el resultado de la fórmula número y definir la cantidad de acero correspondiente para soportar los esfuerzos en zona de confinamiento que es la zona más crítica del elemento.

$$Ash = 0.09 * \frac{s * b_{cv} * f'c}{fyt}$$

$$Ash = 0.09 * \frac{10 \text{ cm} * 24 \text{ cm} * 180 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$Ash = 0.9257 \text{ cm}^2$$

Este resultado es el mismo para el sentido Y por ser una columna de forma cuadrada.

- As colocado en obra= 1 estribo Ø=10 mm @10 cm= área=1.57 cm²
- As requerido 1.74 cm²

As colocado < As requerido ***As insuficiente***

De este modo se puede evidenciar que el elemento necesita 1.74 cm² de acero de refuerzo transversal en su zona de confinamiento, esta cantidad se alcanza colocando un estribo con un diámetro de 10 mm más una bincha del mismo diámetro de lo cual, cabe mencionar que no se colocó esa cantidad sino se colocó únicamente un estribo de diámetro 10 mm correspondiente a un área de 1.57 cm², cabe mencionar que para esta zona son de vital importancia colocar la cantidad necesaria pues a lo largo de la historia se han evidenciado fallas en las columnas por esta situación.

- Revisión de columna fuerte – viga débil

En este apartado se tomará en cuenta si la capacidad de la columna para soportar la sumatoria de momentos que llega al nudo es mayor a 1.2 veces la capacidad de soportar las sumatoria de momentos de la viga según se establece en el ACI 318-14.

Figura N° 55: Columna fuerte - viga débil eje 1

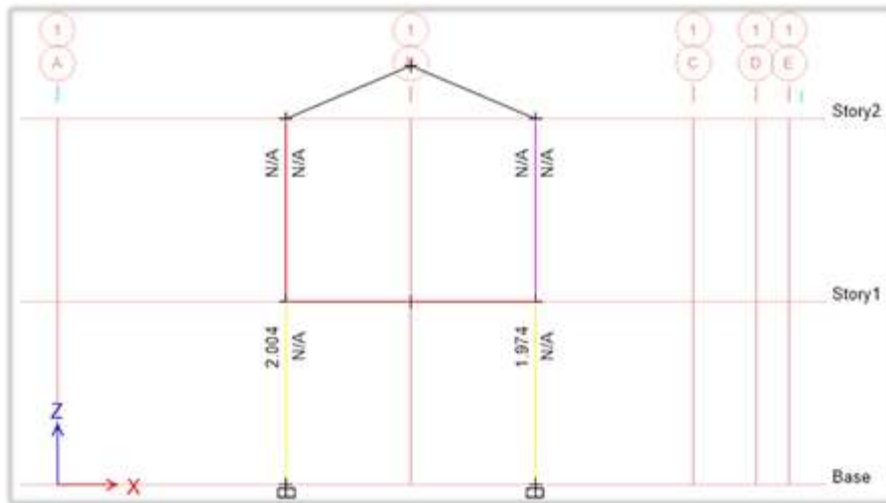


Figura N° 56: Columna fuerte - viga débil eje 4

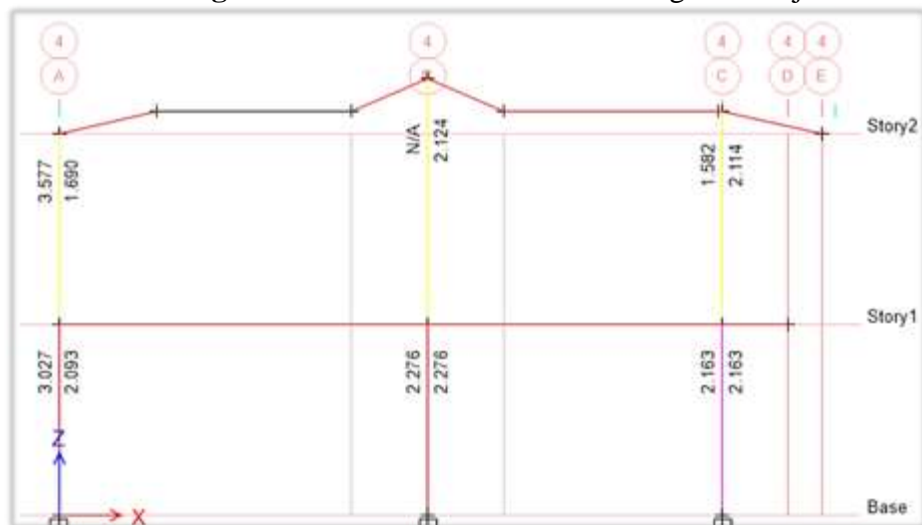


Figura N° 57: Columna fuerte - viga débil eje 5

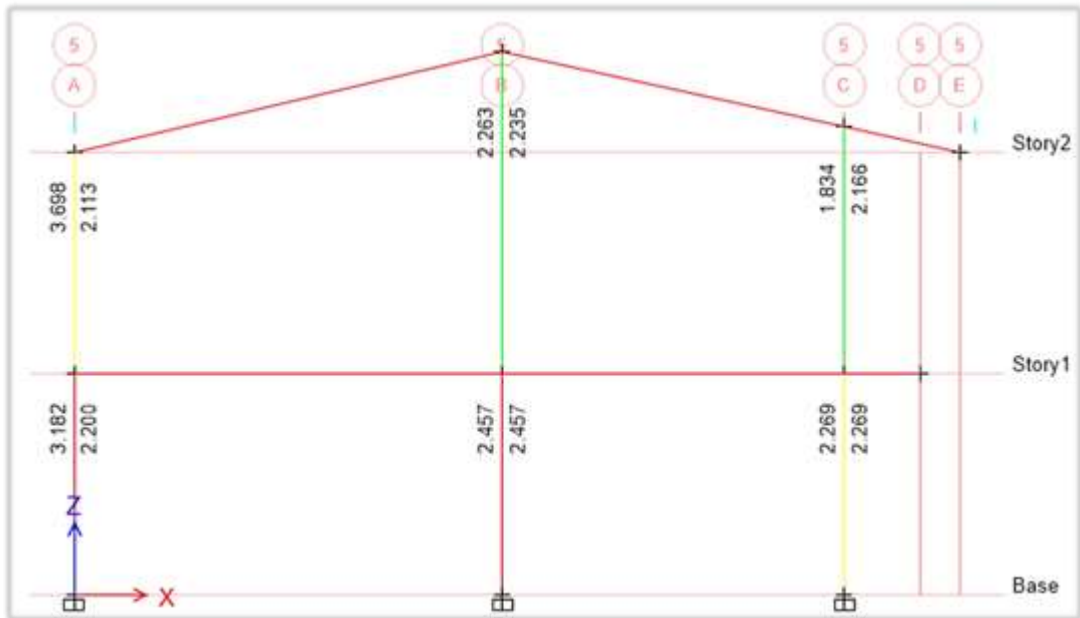


Figura N° 58: Columna fuerte - viga débil eje 6

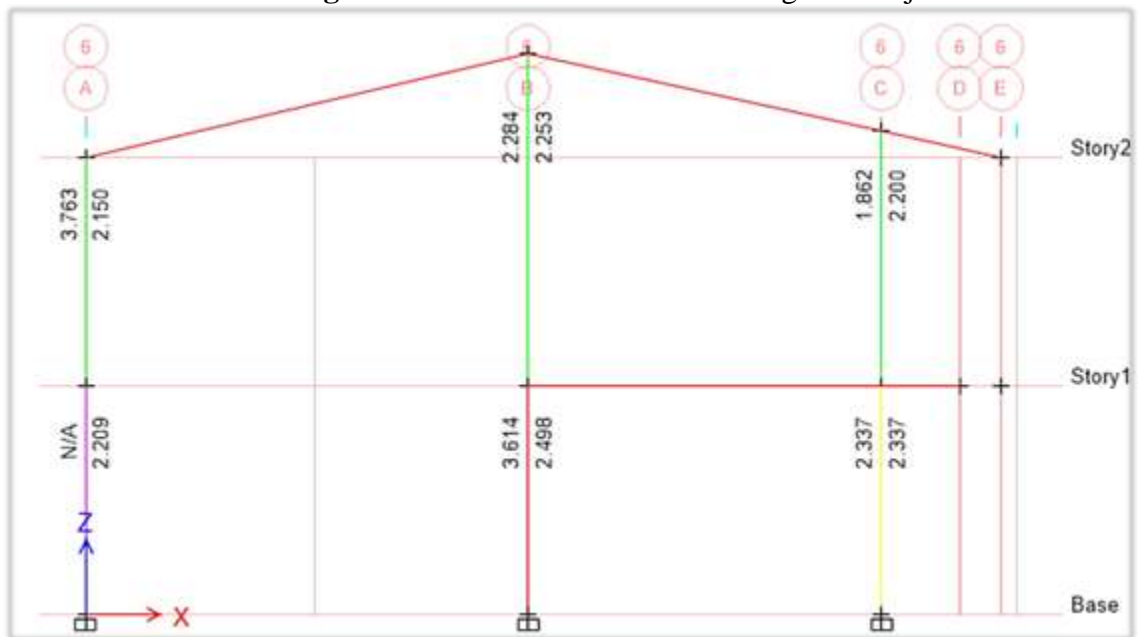
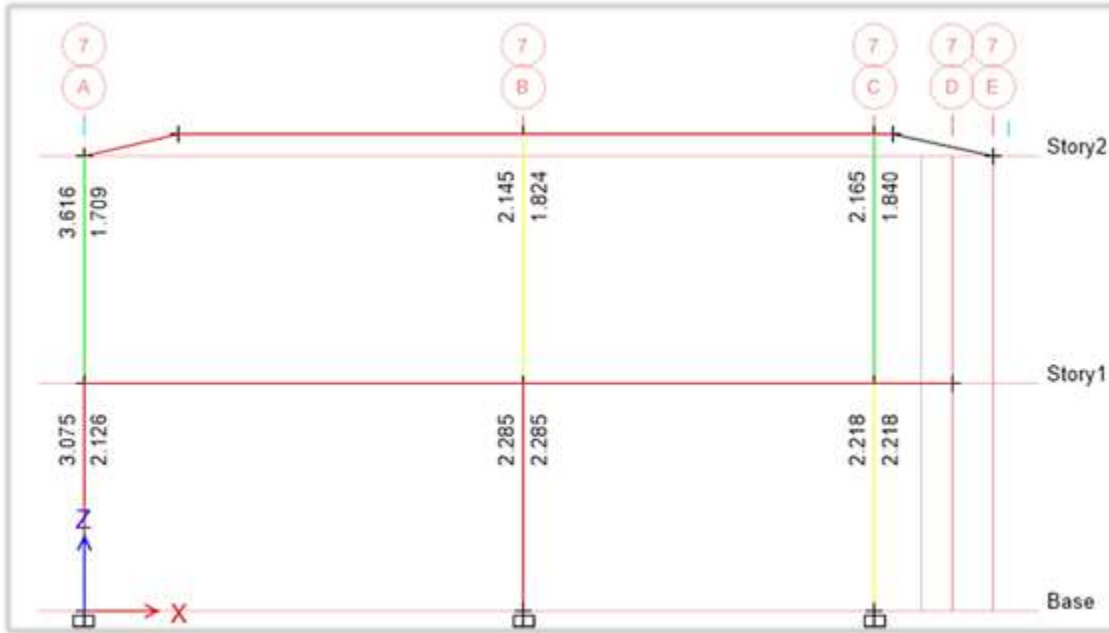


Figura N° 59: Columna fuerte - viga débil eje 7



En las imágenes mostradas anteriormente se observa una favorable relación viga columna, es decir, en su mayoría se cumple el principio de columna fuerte - viga débil, así tenemos en el primer eje analizado donde el programa determina que es mayor a 1.2 en el sentido "X", cabe recordar que en el sentido "Y" no tiene conexión vigas, así también, el programa no determinó en las columnas del segundo piso debido a que no reconoce la unión viga-columna al tratarse de vigas con una pendiente, en el siguiente pórtico analizado del eje 4 se aprecia el cumplimiento de esta exigencia de manera elevada en todos sus nudos, de la misma manera en el pórtico del eje 5 se cumple satisfactoriamente este requerimiento de manera excelsa, refiriéndonos al pórtico del eje 6 de la misma manera se verifica el cumplimiento en todos los nudos, en este pórtico en la columna que interseca en el eje A y eje 6 no se genera correctamente el nudo debido a un desfase en la viga que conecta a la columna del eje B6, finalmente en el eje 7 se determina que cumplen de manera satisfactoria en todos sus nudos.

- Revisión de la capacidad en columnas

Figura N° 60: Demanda – capacidad eje 1

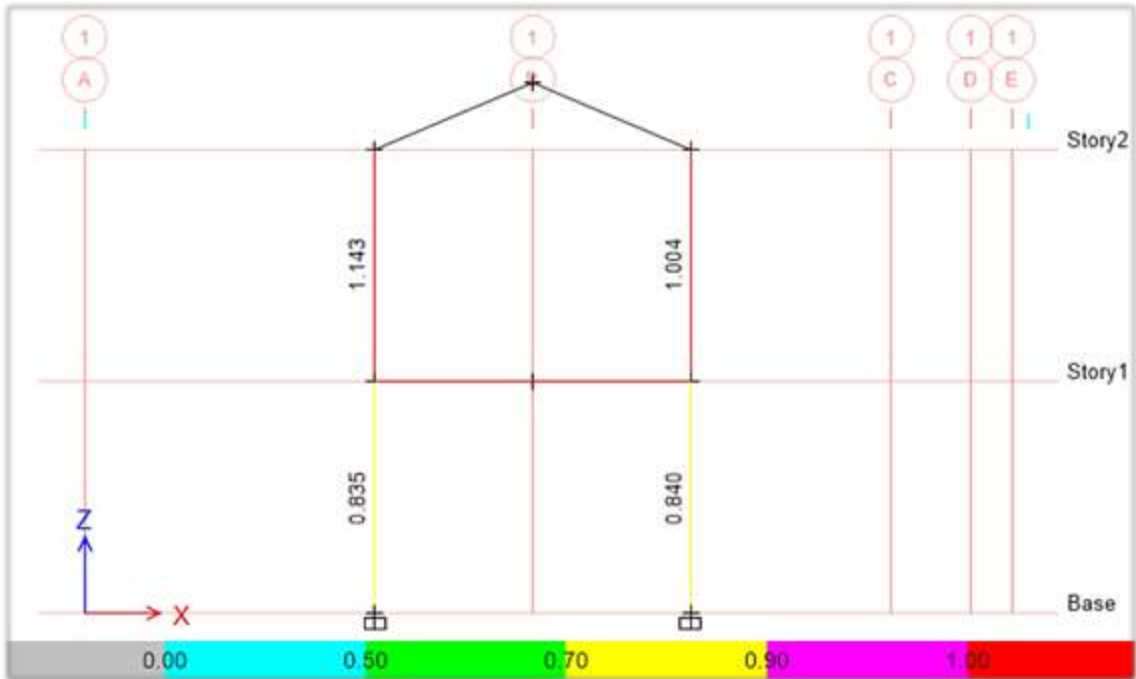


Figura N° 61: Demanda – capacidad eje 4

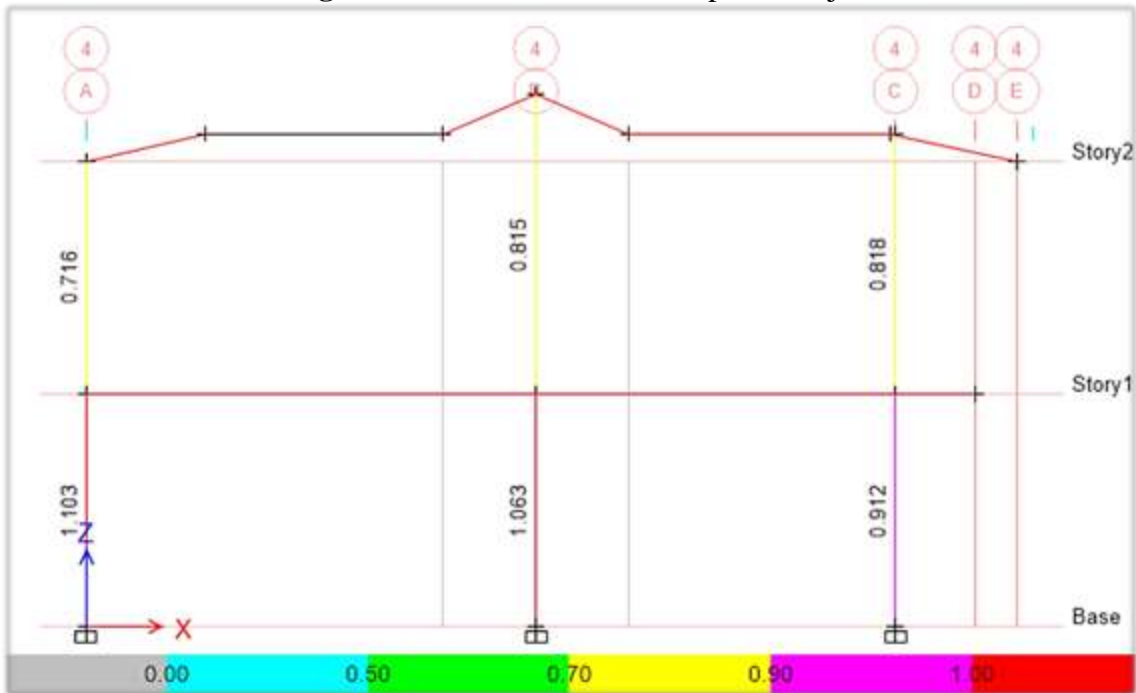


Figura N° 62: Demanda – capacidad eje 5



Figura N° 63: Demanda – capacidad eje 6

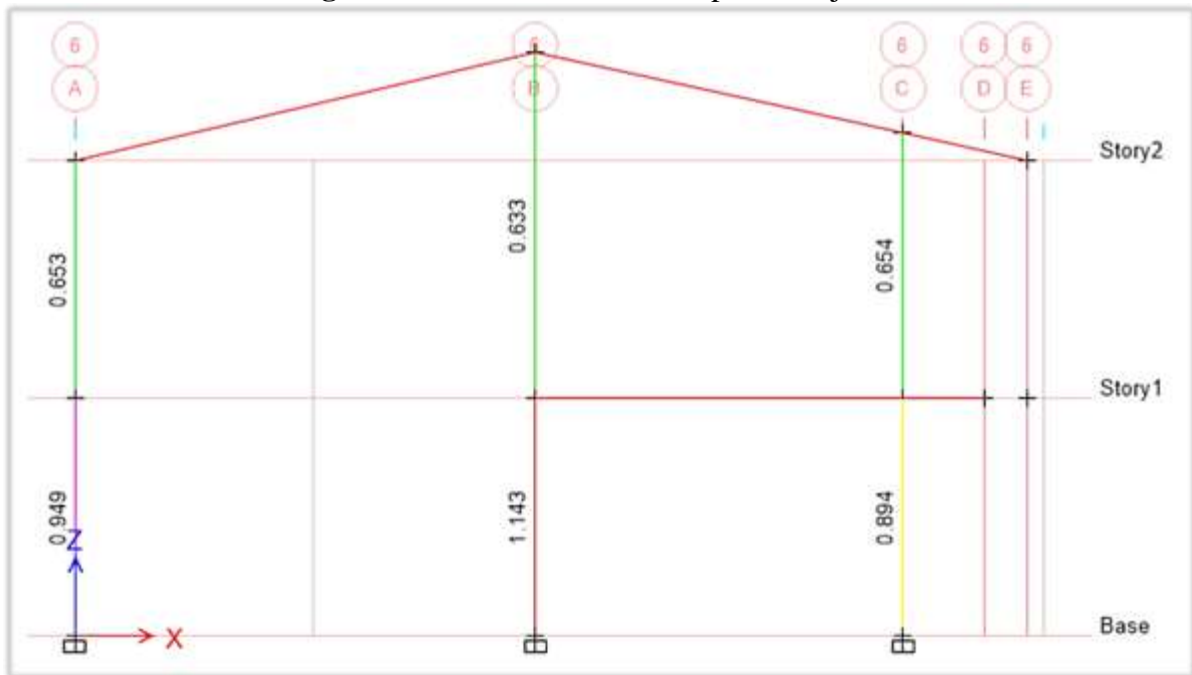


Figura N° 64: Demanda – capacidad eje 7



En las imágenes mostradas anteriormente se puede apreciar a qué capacidad está trabajando cada columna así tenemos en el pórtico del eje 1 las columnas del primer piso bordean una capacidad de 84 % pero las del segundo piso sobrepasan el 100 % de su capacidad indicándonos que esas columnas no serán capaces de soportar las solicitaciones, en cambio en las columnas de los pórticos en el eje 4 ocurre lo contrario, en este caso el programa de análisis estructural nos muestra que 2 columnas del primer piso superan el 100 % de su capacidad en cambio las otras del segundo piso no superan este valor pero son muy elevadas.

Así también, analizando el eje 5 observamos que muy similar al eje 4, 2 columnas del primer piso sobrepasan el 100 % y en el segundo piso las columnas son menores al 100 % y estos valores son eficientes bordeando un 55% de su capacidad, en cambio en el eje 6 se aprecia que de las 3 columnas del primer piso únicamente la columna central sobrepasa el 100 % de su capacidad y las otras 2 no sobrepasan su máxima capacidad, pero presentan un valor elevado en su capacidad, en cambio en las columnas del segundo piso todas mantienen una capacidad alrededor del 65 % que es un valor

adecuado, finalmente en el eje 7 se aprecia que en 2 columnas del primer piso superan su máxima capacidad y la otra no sobrepasa pero es un valor elevado, además, en el segundo piso ninguna supera su máxima capacidad y solo la columna central presenta un valor elevado mientras que las otras 2 muestran un valor aceptable.

3.2 Análisis estático no lineal (Pushover)

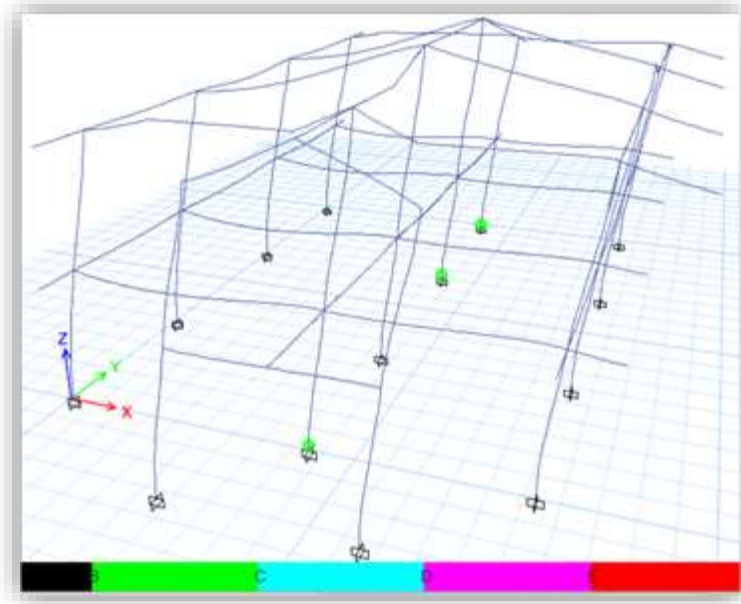
Luego de realizado el análisis estático y modal de la estructura, para mayor entendimiento de su respuesta sísmica se ha realizado un análisis estático no lineal con el fin de obtener la curva de capacidad de los elementos que lo conforman, así como la curva de capacidad de la estructura, además, aplicar diferentes niveles de amenaza sísmica para con ello determinar el punto de desempeño de la estructura y tomando en cuenta principalmente las recomendaciones detalladas por el comité visión 2000 ante las demandas sísmicas de análisis que son las de sismo: Frecuente (50% en 30 años), Ocasional (50% en 50 años), Raro (10% en 50 años) y Muy raro(10% en 100 años).

3.2.1 Formación de rótulas plásticas

- Análisis pushover sentido “X”

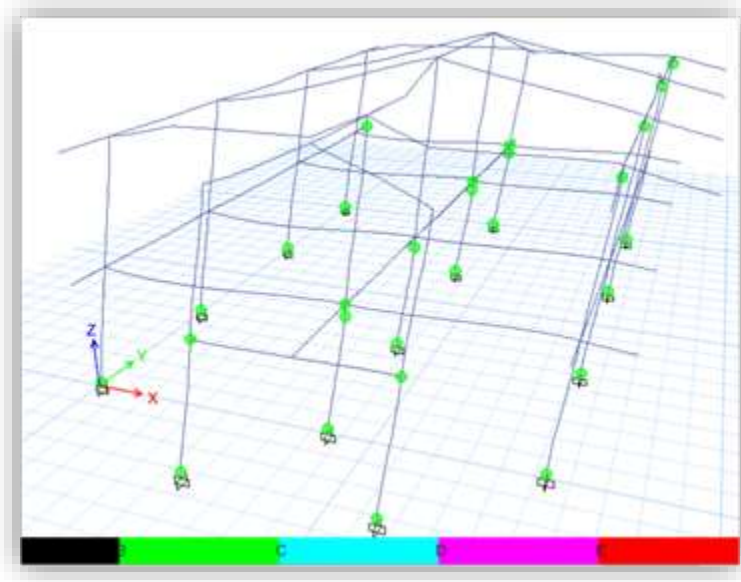
Anteriormente se ha detallado los parámetros necesarios para la realización del análisis pushover y a continuación se mostrarán los resultados que presenta esta estructura al aplicarlo, así pues, una vez aplicado el método pushover se puede evidenciar que en su primer paso aparecen 3 rótulas plásticas de color verde en las columnas, pero lo ideal es que aparezcan las primeras rótulas en las vigas, en este caso la estructura se ha deformado 2 cm, a continuación se presenta una imagen donde se localiza la formación de la primera rótula plástica.

Figura N° 65: Formación de rótulas plásticas sentido “X”, Paso 1.



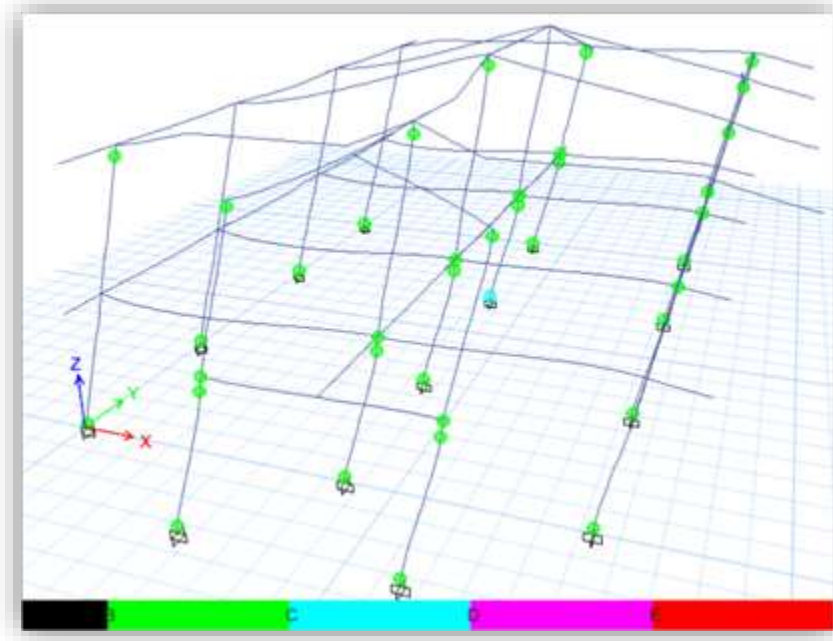
Al aplicar el empuje pushover en su paso 3 se puede apreciar la aparición de un total de 28 rótulas plásticas de color verde en toda la estructura, la mayoría se han formado en las columnas y solamente apareció una rótula en una viga, y la estructura ha alcanzado una deformación de 3.7 cm en este sentido.

Figura N° 66: Formación de rótulas plásticas sentido “X”, paso 3



Al continuar con la aplicación del método pushover en el programa de análisis estructural en el paso 4 se observa la formación de 37 rótulas plásticas de color verde, y una rótula celeste representando que un elemento ha perdido ductilidad en este caso la estructura se ha deformado 5.3 cm, con esto se determina que la estructura ha desarrollado su punto de desempeño en el paso anterior, además, cabe mencionar que la estructura debe ser capaz de deformarse hasta 10.80 cm.

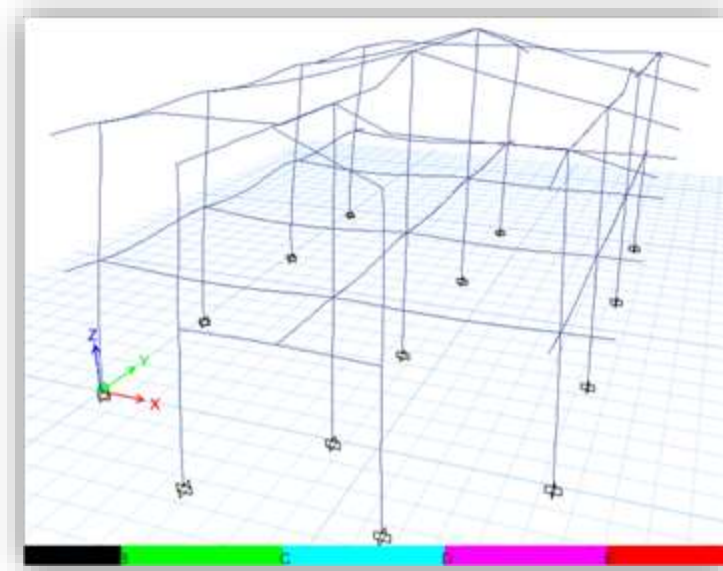
Figura N° 67: Formación de rótulas plásticas sentido “X”, paso 4



- Análisis pushover sentido “Y”

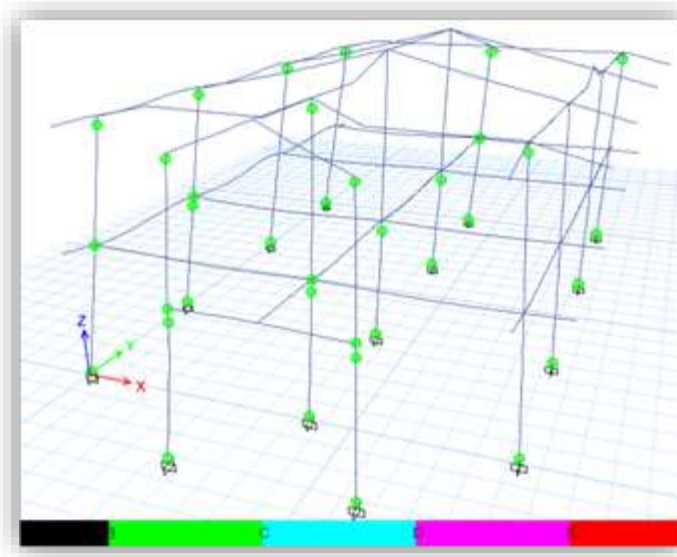
Del mismo modo se realiza el análisis de la estructura bajo el método pushover en el sentido Y para verificar en qué dirección se presentan las mayores solicitaciones, así tenemos que en este sentido aparece 1 rótula plástica cuando se ha aplicado el primer paso del análisis, en este caso la estructura ha experimentado un desplazamiento de 1.7 cm, es importante mencionar que esta rótula es de color verde.

Figura N° 68: Formación de rótulas plásticas sentido “Y”, paso 1



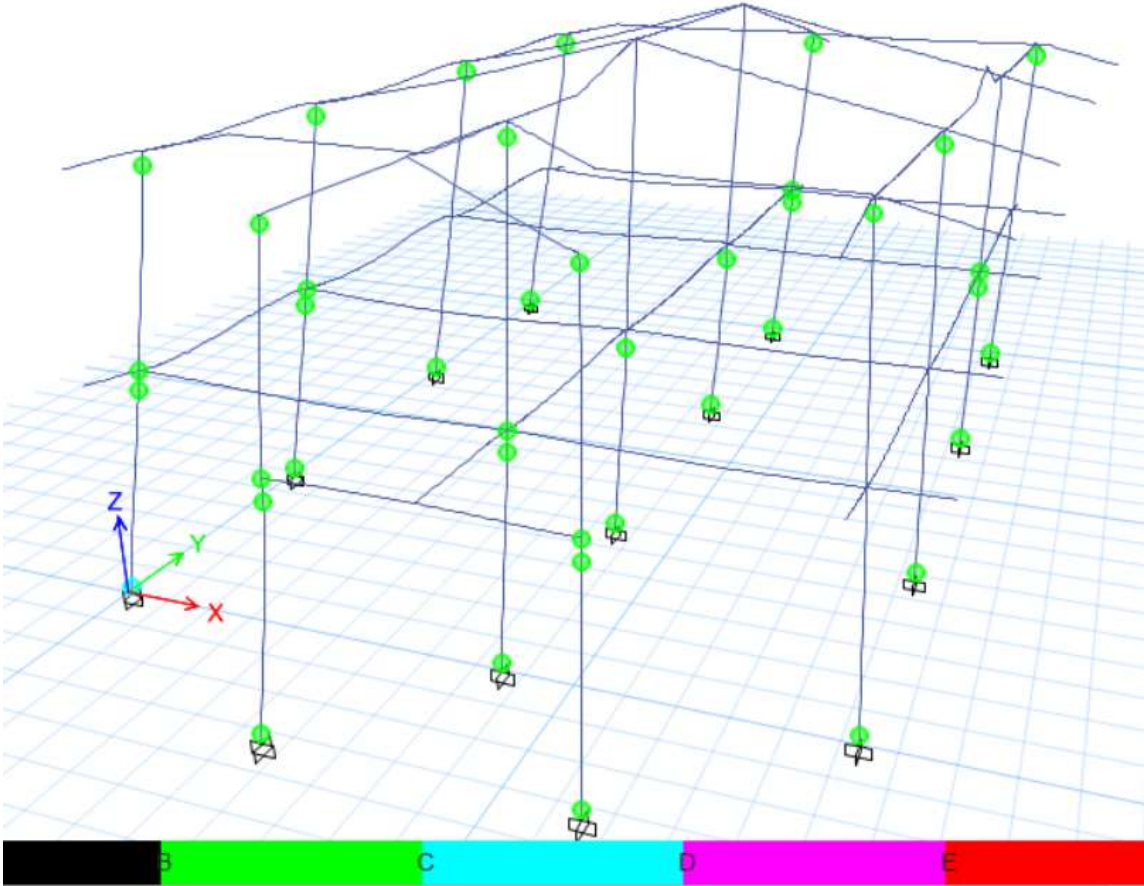
Mientras se continúa aplicando los empujes del pushover tenemos que en el paso 3 se presentan un total de 36 rótulas plásticas y todas se formaron en las columnas tanto en el primer piso como del segundo, estas rótulas son de color verde lo que nos indica que la estructura no llega a su punto de colapso, pero se está desarrollando en su rango inelástico en este punto de análisis la estructura alcanza un desplazamiento de 4.5 cm.

Figura N° 69: Formación de rotulas plásticas sentido “Y”, paso 3



En el paso número 4 del análisis el programa determina la aparición de 41 rotulas plásticas de color verde y una de color celeste indicándonos que un elemento ha experimentado su máxima capacidad y ha colapsado, por ende, la estructura empezará a perder su capacidad, la estructura ha desarrollado su punto de desempeño y ha alcanzado un desplazamiento de 4.7 cm.

Figura N° 70: Formación de rótulas plásticas sentido “Y”, paso 4

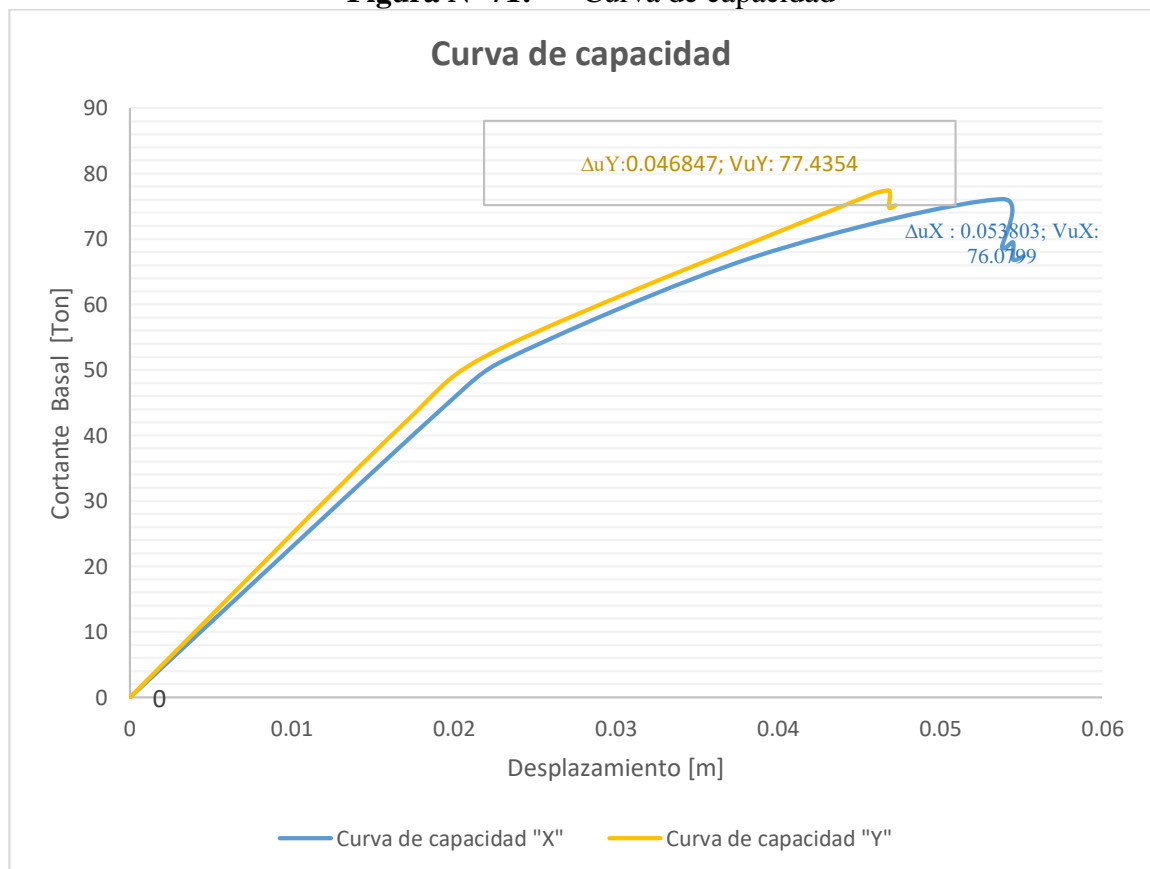


3.2.2 Determinación de la curva de capacidad de la estructura

En la figura que se presenta a continuación observamos que al aplicar el análisis pushover en el sentido X presenta una capacidad de resistir hasta 76.08 ton, con un desplazamiento máximo de 5.38 cm, cabe mencionar que antes de alcanzar ese desplazamiento ya presenta rótulas que están al borde de colapso.

En cambio, en el sentido Y es capaz de soportar 77.44 Ton, en este caso alcanza un desplazamiento último de 4.7 cm, del mismo modo las rótulas aparecen cuando ocurre los desplazamientos antes mencionados en el apartado 3.2.1, este dato nos permite apreciar que tanto en el sentido X como en el sentido Y la ductilidad es muy similar a diferencia que en el sentido X se aprecia una ligera capacidad de ductilidad mayor.

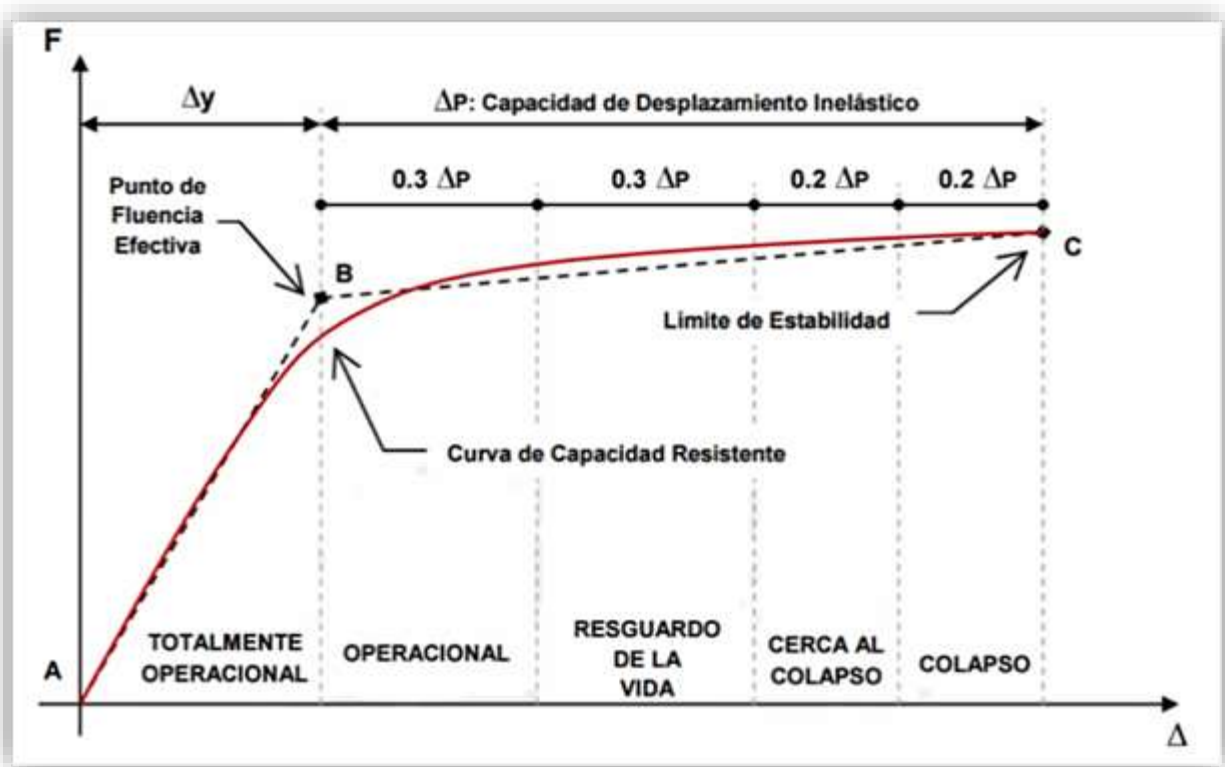
Figura N° 71: Curva de capacidad



3.2.3 Determinación del punto de desempeño de la estructura

Con ayuda del programa de análisis estructural se ha encontrado el punto de desempeño de la estructura ante las diferentes demandas sísmicas para el sentido "X", así también nos basaremos la propuesta que nos presenta Visión 2000 tomando en cuenta la sectorización que recomienda en la curva de capacidad donde menciona que en primera instancia de debe simplificar la curva de capacidad con un modelo bilineal, esto ayuda a definir el punto de fluencia efectiva, posteriormente el segundo tramo del modelo bilineal corresponde al comportamiento inelástico de la estructura, el cual se divide en cuatro sectores enfocados en los diferentes niveles de desempeño, como se muestra a continuación:

Figura N° 72: Sectorización de la curva de capacidad



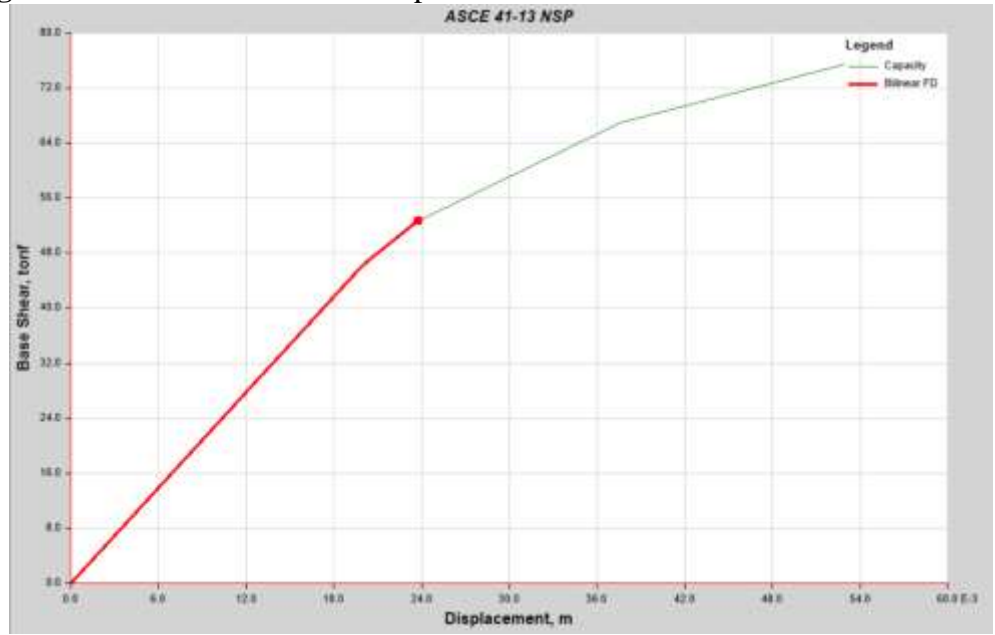
Fuente: Visión 2000,1996

- Punto de desempeño en el sentido X

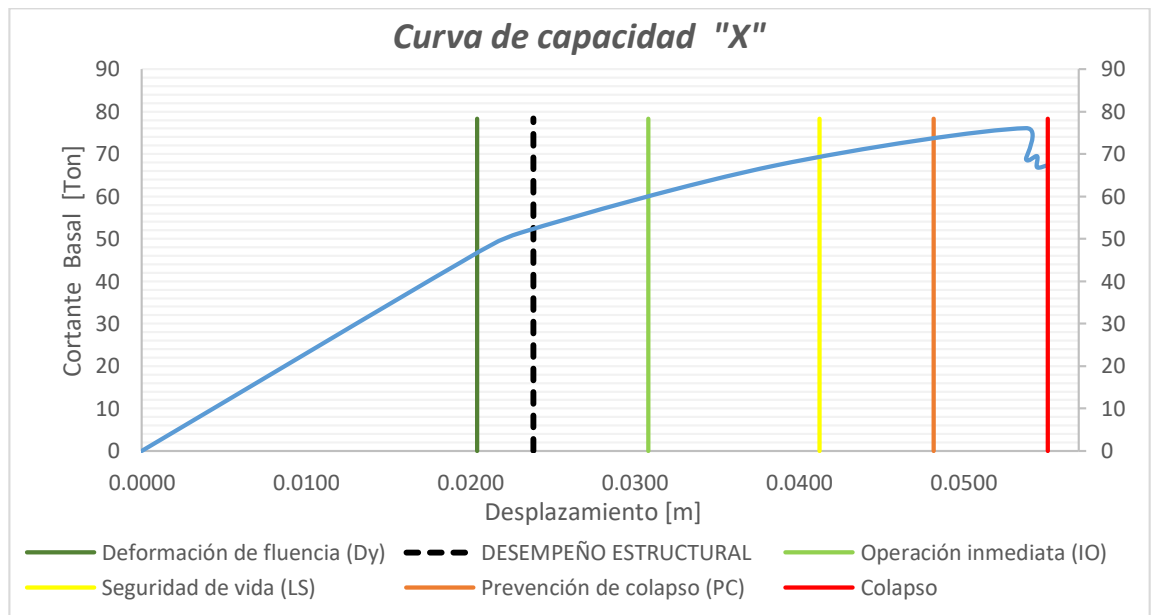
El punto de desempeño ante un sismo frecuente se da cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 2.35 cm y alcanza una fuerza de cortante basal de 52.32 ton, así también realizando un análisis basado en los parámetros del comité visión 2000 se observa que la estructura se encuentra dentro del rango de Ocupación Inmediata (IO).

Figura N° 73: Punto de desempeño ante un sismo frecuente

a) Punto de desempeño obtenido con el programa de análisis estructural



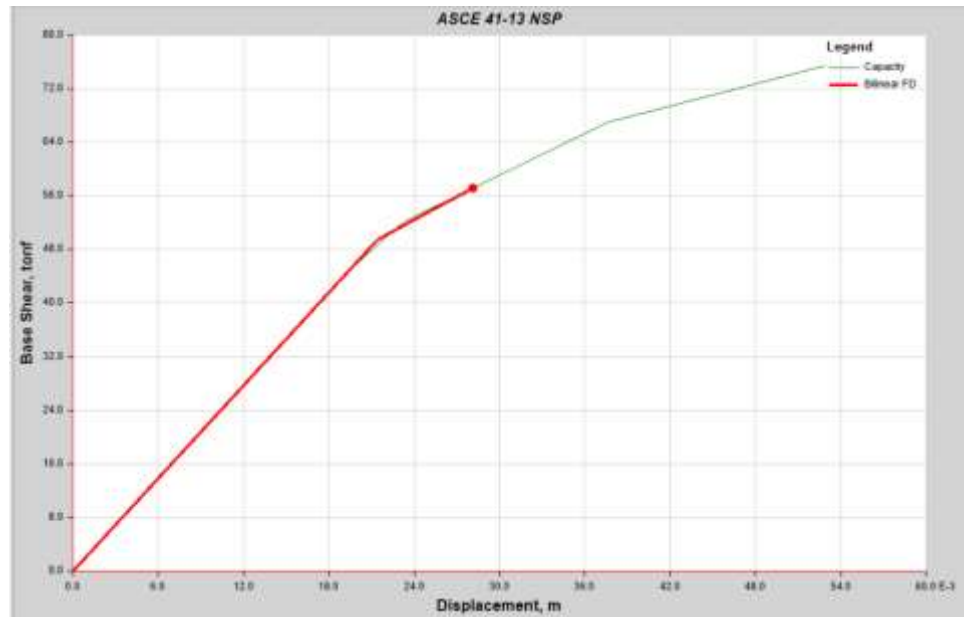
b) Determinación de desempeño estructural según visión 2000



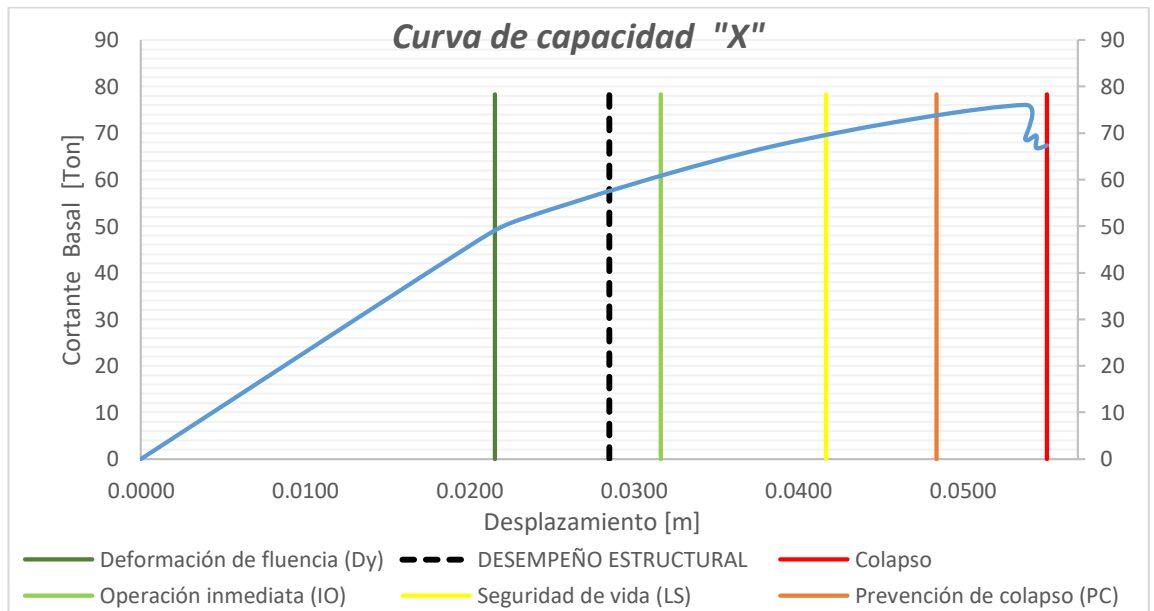
Al realizar el análisis ante un sismo de categoría ocasional se determinó que la estructura se pudo desplazar 2.81 cm y es capaz de resistir una fuerza de cortante en su base de 58.38 ton, y al realizar un análisis con los parámetros que recomienda visión 2000 podemos evidenciar que se encuentra dentro del límite operación inmediata.

Figura N° 74: Punto de desempeño ante un sismo ocasional

a) Punto de desempeño obtenido con el programa



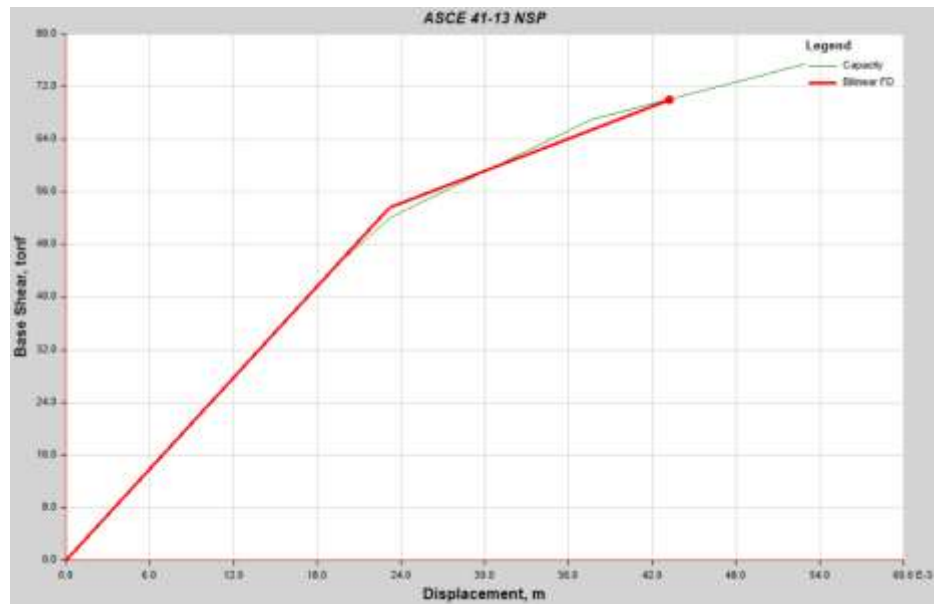
b) Determinación de desempeño estructural según visión 2000



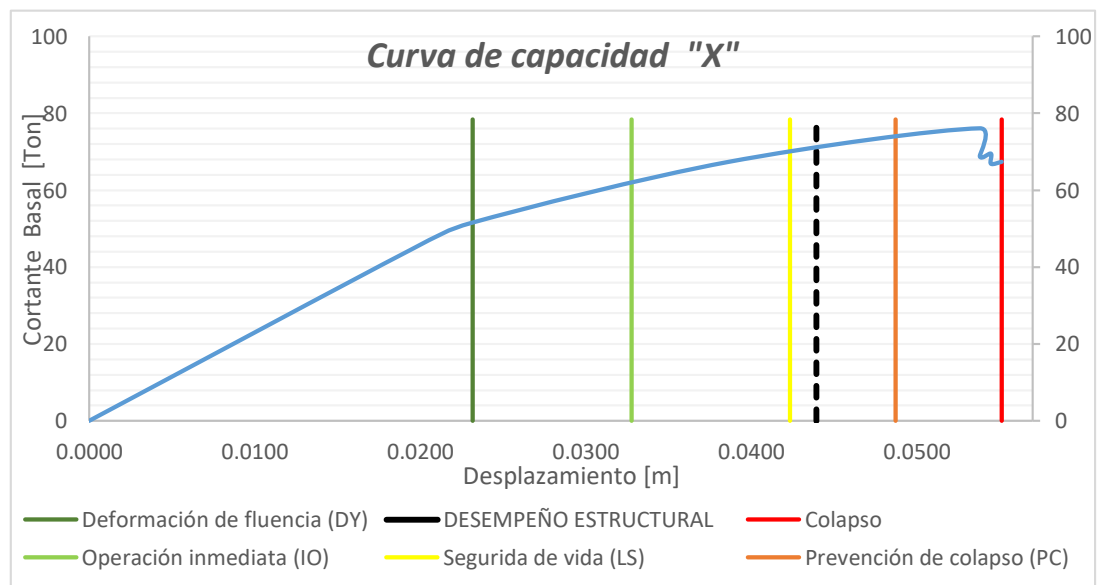
Para un sismo raro o denominado también sismo de diseño se aprecia un valor de una cortante de 70.34 ton y un desplazamiento de 4.29 cm dado por el programa de análisis de estructural, así también, tomando en cuenta las recomendaciones de visión 2000 podemos establecer que la estructura se encuentra iniciando el rango seguridad de vida como se aprecia en la figura 75 b.

Figura N° 75: Punto de desempeño ante un sismo raro (de diseño)

a) Punto de desempeño obtenido con el programa



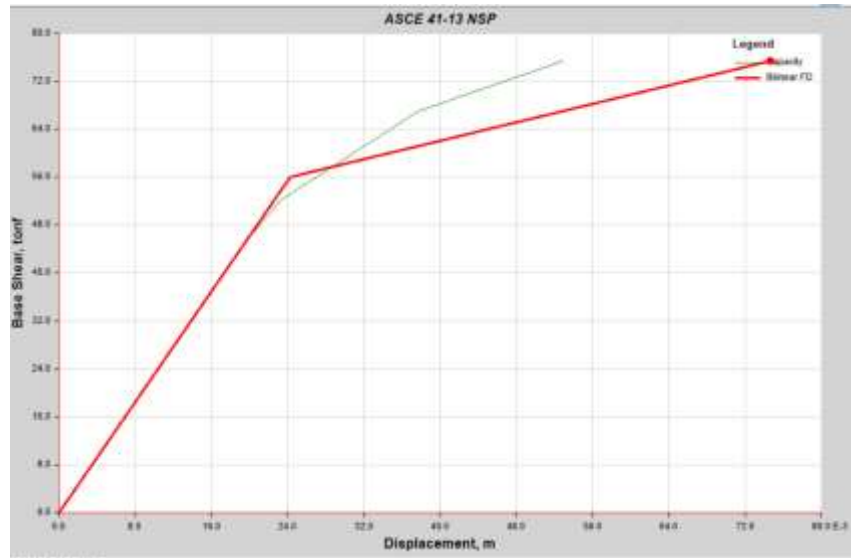
b) Determinación de desempeño estructural según visión 2000



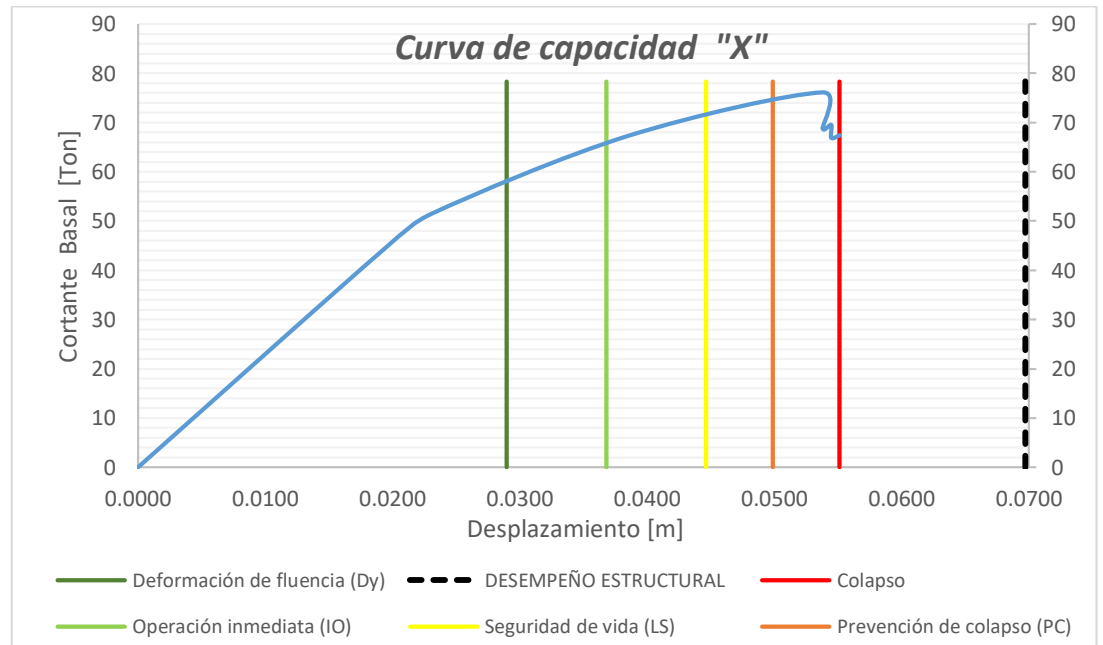
Para un sismo de categoría muy raro se establece que el desplazamiento alcanzado por la estructura es de 7.11 cm y se alcanza una fuerza cortante de 81.81 ton en la base, además, tomando se aprecia que la estructura se encuentra en un rango de prevención de colapso muy cercano al colapso en base a las consideraciones de visión 2000.

Figura N° 76: Punto de desempeño ante un sismo muy raro

a) Punto de desempeño obtenido con el programa de análisis estructural



b) Determinación de desempeño estructural según visión 2000

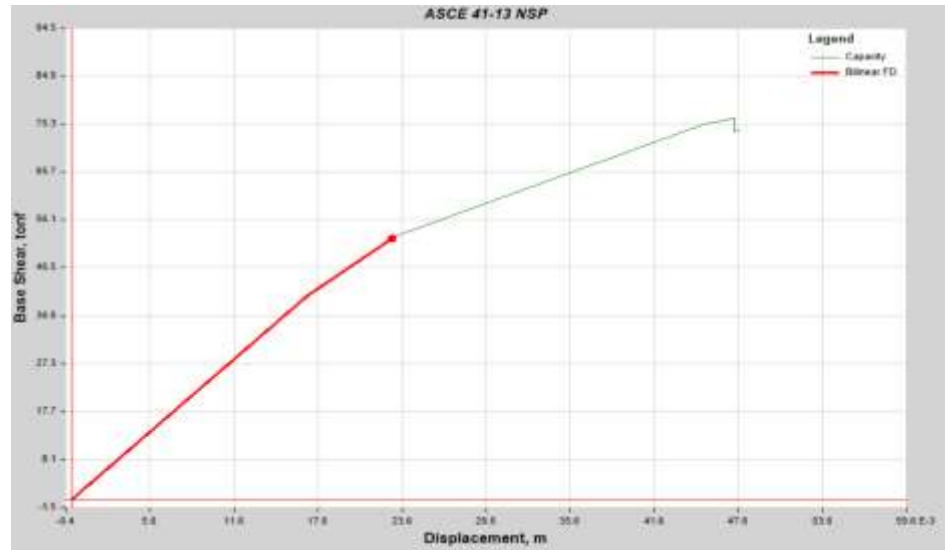


- **Punto de desempeño en el sentido Y**

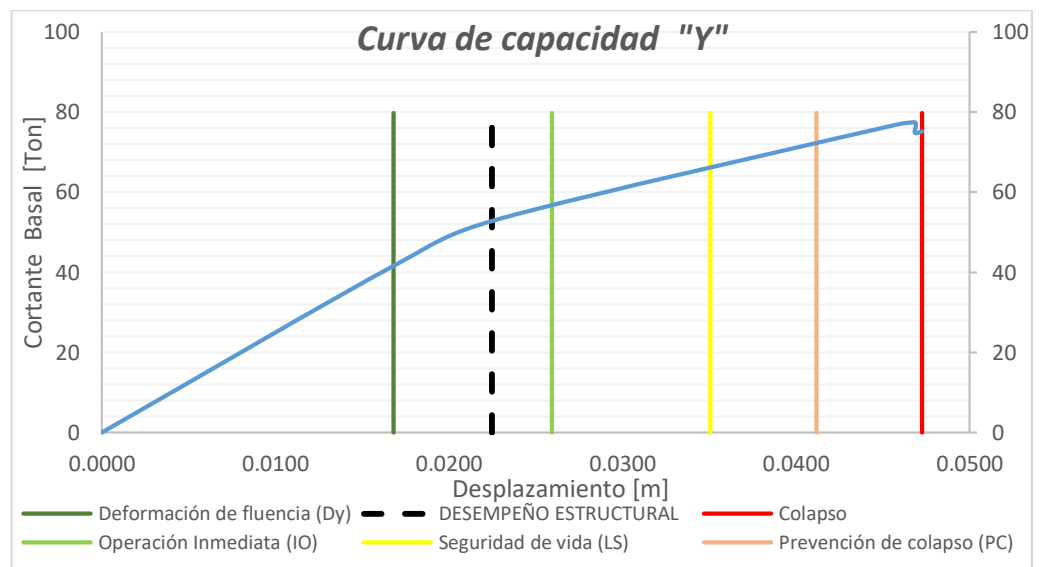
A continuación, se muestra el punto de desempeño de la estructura ante las diferentes demandas sísmicas para el sentido “Y”, en este caso ante un sismo frecuente la estructura presenta un desplazamiento de 2.2 cm y una fuerza cortante de 23.51 ton, en cambio al utilizar la sectorización recomendada por visión 2000 se observa que la estructura se encuentra dentro de un rango de operación inmediata.

Figura N° 77: Punto de desempeño ante un sismo frecuente

a) Punto de desempeño obtenido con el programa de análisis estructural



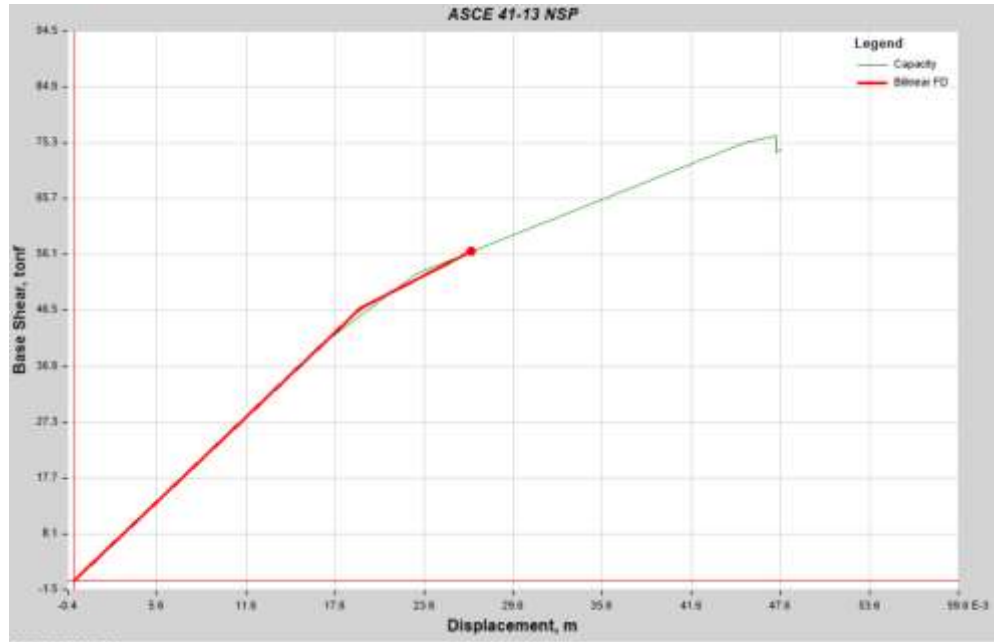
b) Determinación de desempeño estructural según visión 2000



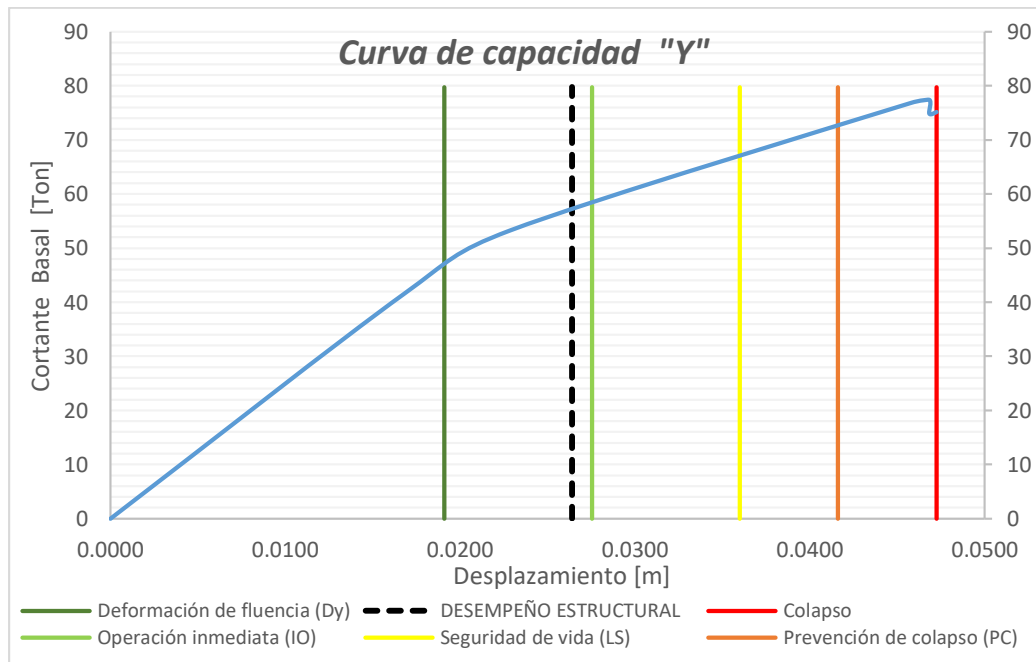
El punto de desempeño ante un sismo ocasional de presenta cuando la estructura se ha deformado 2.6 cm y ha alcanzado una cortante en su base de 58.05 ton y aplicando la sectorización de visión 2000 la estructura se encuentra en un rango Operación inmediata (IO).

Figura N° 78: Punto de desempeño ante un sismo ocasional

a) Punto de desempeño obtenido con el programa de análisis estructural



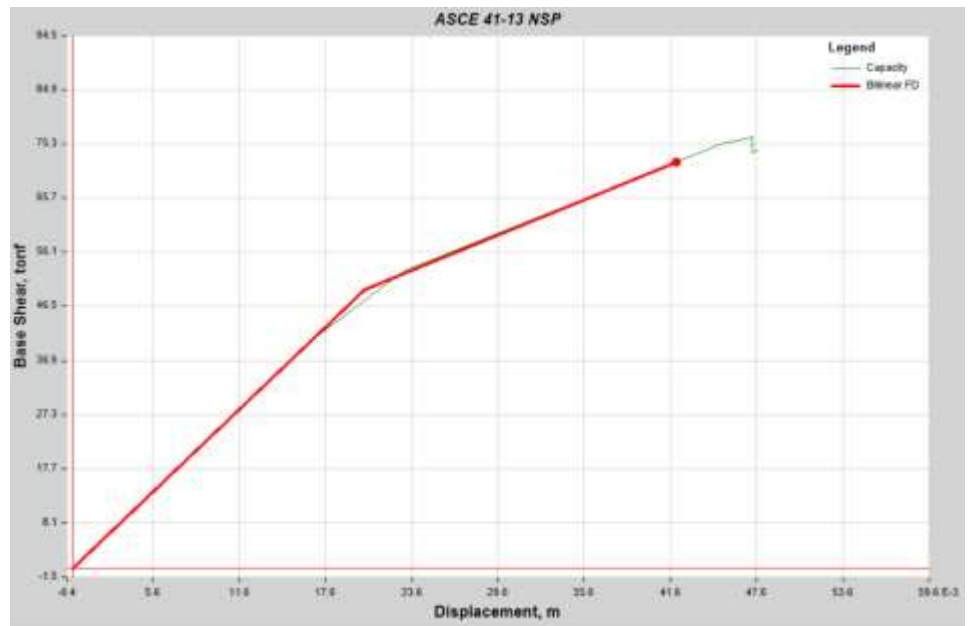
b) Determinación de desempeño estructural según visión 2000



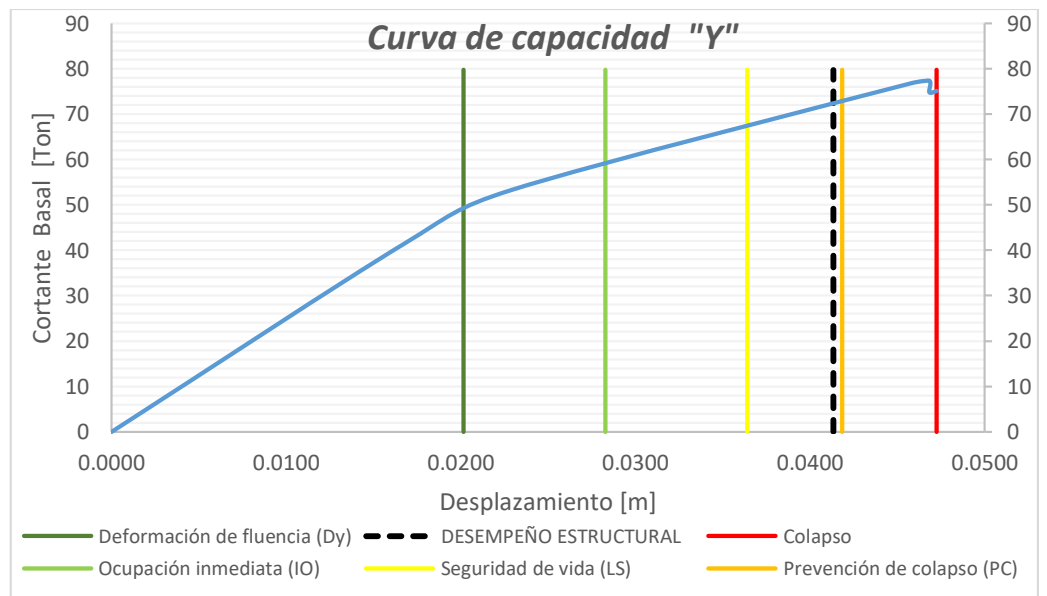
Ante un sismo Raro (de diseño) en el sentido “Y” se establece un desplazamiento de 4.01 cm y una fuerza cortante de 73.23 ton mientras que, en la sectorización expuesta por visión 2000 tenemos que la estructura se encuentra en el rango seguridad de vida.

Figura N° 79: Punto de desempeño ante un sismo raro (de diseño)

a) Punto de desempeño obtenido con el programa de análisis estructural



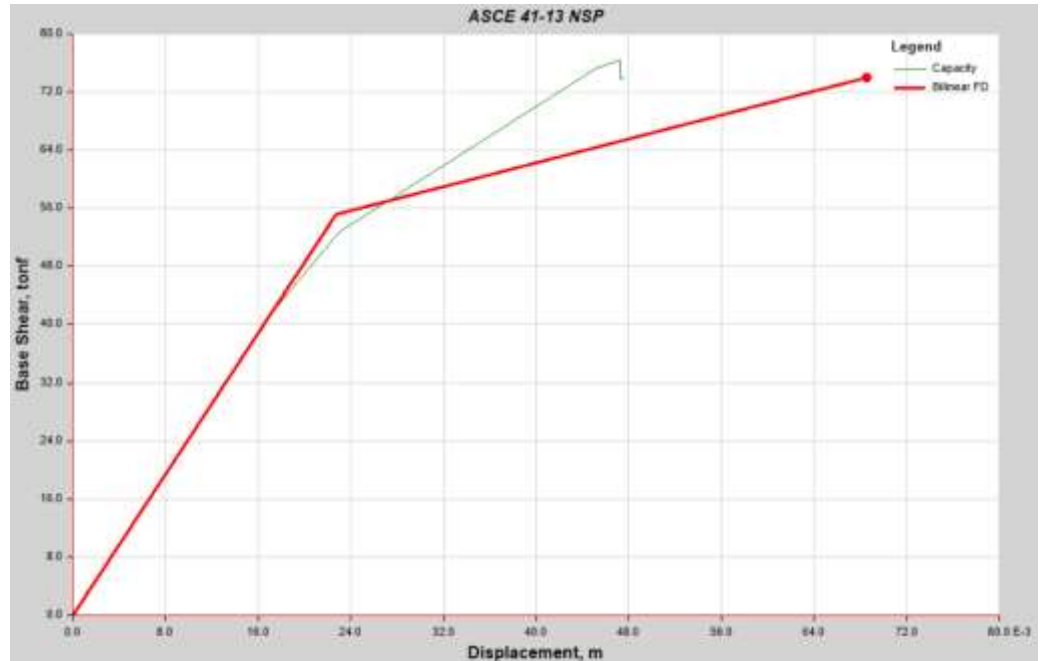
b) Determinacion de desempeño estructural según visión 2000



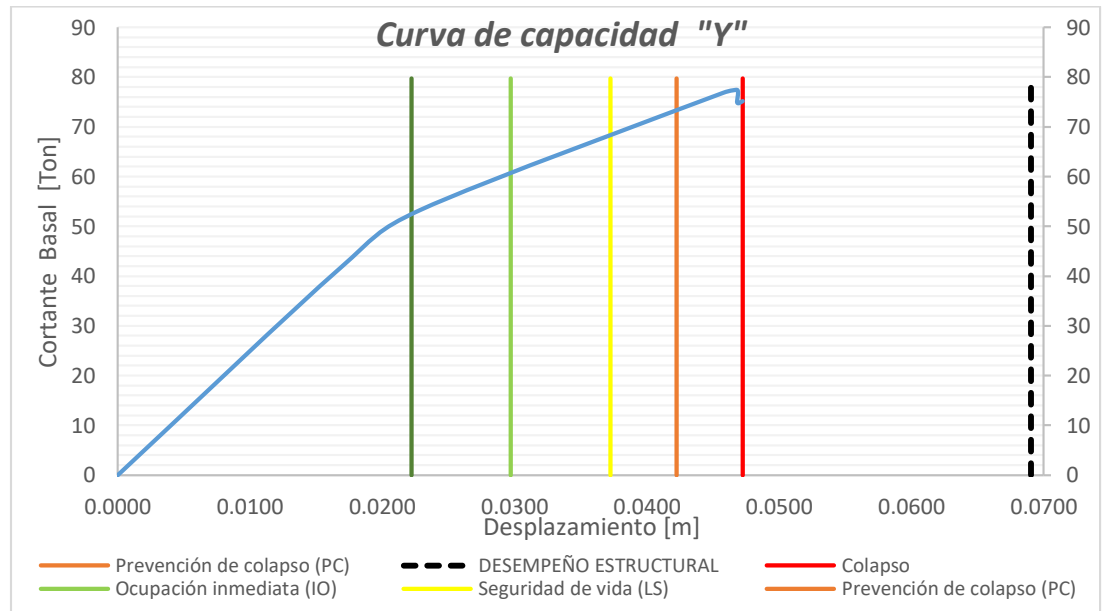
Evaluando la estructura ante un sismo muy raro se establece que la estructura alcanza un desplazamiento de 6.4 cm y una fuerza cortante de 81 ton, asimismo, utilizando la sectorización de visión 2000 se tiene que la estructura se encuentra dentro del rango de prevención de colapso.

Figura N° 80: Punto de desempeño ante un sismo muy raro

a) Punto de desempeño obtenido con el programa de análisis estructural



b) Determinación de desempeño estructural según visión 2000



3.2.4 Ductilidad de demanda y ductilidad de capacidad

La ductilidad de demanda (μd) la obtenemos mediante la relación entre el desplazamiento (dd) que corresponde al punto de desempeño alcanzado ante el sismo de demanda aplicado y su desplazamiento donde inicia la fluencia (dy) así tenemos un ejemplo con datos ante el sismo raro (de diseño):

$$\mu d_x = \frac{dd}{dy}$$
$$\mu d_x = \frac{0.04395 \text{ m}}{0.02318 \text{ m}}$$
$$\mu d_x = 1.9$$

Tabla N° 25: Ductilidad de demanda

Ductilidad de demanda		
<i>Sismo</i>	μd_x	μd_y
Frecuente	1.17	1.34
Ocasional	1.32	1.28
Raro	1.90	2.05
Muy raro	2.41	3.11

Fuente: Franklin Ramos

En cambio, para la ductilidad de capacidad (μc) de la estructura la obtenemos mediante la relación entre el punto donde alcanza la deformación última y el punto donde inicia la fluencia, a continuación, se presenta un cálculo de la ductilidad de capacidad de la estructura ante una demanda de sismo raro (sismo de diseño):

$$\mu c_x = \frac{du}{dy}$$
$$\mu c_x = \frac{0.0551 \text{ m}}{0.02318 \text{ m}}$$
$$\mu c_x = 2.38$$

Tabla N° 26: Ductilidad de capacidad

Ductilidad de capacidad		
<i>Sismo</i>	μ_{C_X}	μ_{C_Y}
Frecuente	2.70	2.81
Ocasional	2.56	2.47
Raro	2.38	2.34
Muy raro	1.90	2.13

Fuente: Franklin Ramos

3.2.5 Factor R (reducción de resistencia sísmica) para la estructura

El valor calculado de R representa la capacidad que tiene la estructura para disipar energía sísmica, se presentan diversos métodos y fórmulas propuestos por diferentes autores para determinar el valor del factor R, para nuestro estudio utilizaremos el propuesto por COVENIN (1756-2001) el cual multiplica en valor de la ductilidad de capacidad por el factor 1.25 para obtener el valor del factor R, así tenemos para el sismo de diseño:

$$R = 1.25 * \mu_c$$

$$R = 1.25 * 2.38$$

$$R = 2.97$$

Tabla N° 27: Factor de reducción de resistencia “R”

Factor R		
<i>Sismo</i>	<i>X</i>	<i>Y</i>
Frecuente	3.38	3.52
Ocasional	3.20	3.09
Raro	2.97	2.93
Muy raro	2.38	2.66

Fuente: Franklin Ramos

Una vez realizado el análisis lineal se ha observado que la estructura no cumple con todos los requisitos que recomienda la norma NEC para que una estructura sea considerada sismo resistente, como se pudo evidenciar en los

capítulos descritos anteriormente las columnas tienen las dimensiones recomendadas, pero no cumplen con la cantidad de acero de refuerzo correspondiente a resistir solicitaciones de corte lo cual también se pudo evidenciar al aplicar un análisis estático no lineal por lo que se más adelante se estará dando a conocer una propuesta de reforzamiento.

De la misma manera se evidenció que la estructura está construida con vigas banda lo cual no se recomienda en las normas y las que recomienda la norma no cubren grandes luces como se encuentra en la estructura analizada por lo que también se presentará una propuesta de reforzamiento para las vigas para incrementar su capacidad resistente tanto a flexión como a cortante y por ende mejorar la capacidad resistente y la ductilidad de la estructura.

3.3 Análisis de la estructura con características recomendadas en la norma ecuatoriana NEC 2015

Para efectuar este análisis se realizó la modelación de la misma estructura con dimensiones de columnas y vigas mínimas recomendadas, así también tomando en cuenta la cuantía de acero que se requiere para la estructura en estudio acorde a las sugerencias de la norma.

Es así que para las vigas se establece un ancho $b = 25$ cm y un peralte de 30 cm, se ingresan también los datos del refuerzo que es de 5.65 cm² de acero negativo (A_s^-) perteneciente de 2 varillas de 12 mm de acero longitudinal más 3 aceros de 12 mm de refuerzo y 3.39 cm² correspondientes a 2 varillas de 12 mm de acero positivo (A_s^+), además se definen los datos del acero de refuerzo transversal tanto en columnas como vigas y sus respectivos espaciamientos que se detallará más adelante.

Figura N° 81: Separación recomendada

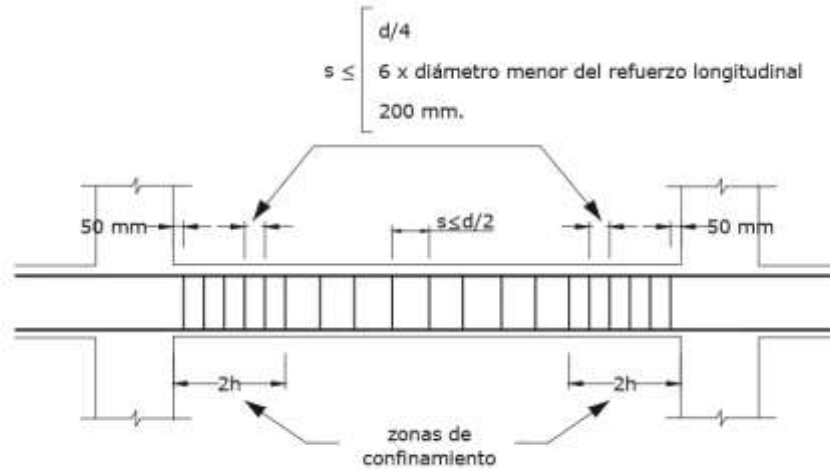


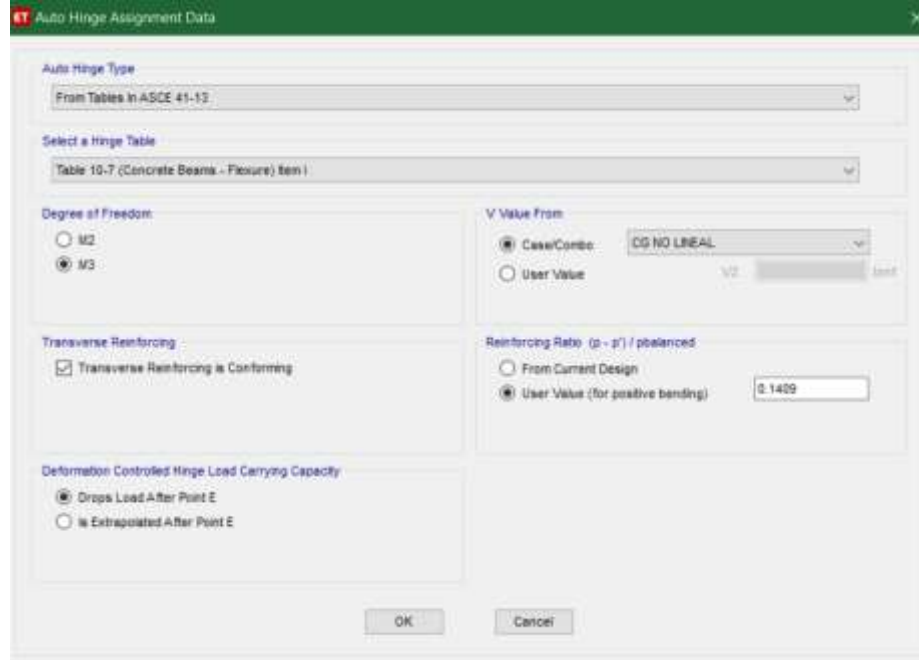
Figura 6: Separación de estribos

Fuente: NEC SE HM

Para determinar el desempeño de la estructura con características técnicas recomendadas por la normativa de construcción se definen los parámetros para la realización del análisis pushover donde no varía las distancias de la ubicación de las rótulas, pero si los parámetros que la definen, así tenemos:

En el caso de las vigas se ingresan los valores correspondientes a los valores de acero que necesita para soportar efectos de corte y flexión, así también, se especifican parámetros que convierte esta sección en una viga con característica de ser “Conforme” como recomienda el ASCE/SEI 41-13 en su capítulo 10, la cual determina que para esto se debe colocar los estribos a una separación de $d/3$ y que la resistencia proporcionada por los estribos debe ser por lo menos $3/4$ del cortante de diseño, estos parámetros son fundamentales en este elemento estructural y con las dimensiones proporcionadas se cumplen estos requisitos por lo que asignamos las características que se muestra a continuación:

Figura N° 82: Datos para rótulas plásticas en vigas



De manera muy similar para establecer los parámetros correspondientes a las columnas para realizar un análisis no lineal de esta estructura con dimensiones y características recomendadas en las normas.

Figura N° 83: Aceros de refuerzo recomendado por la norma NEC

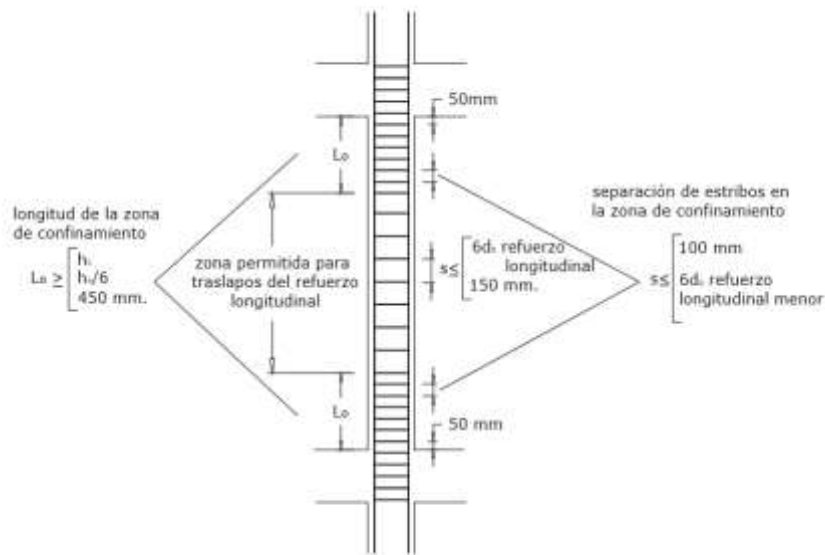


Figura 9: Separación de estribos

Fuente: NEC SE HM

Así también tomamos en cuenta las recomendaciones que presenta ASCE/SEI 41 en el capítulo 10 en la tabla 10-8, donde se refiere a la capacidad del elemento, su cuantía de acero y su resistencia al corte, de este modo se colocan los siguientes datos:

Figura N° 84: Datos para rótulas plásticas en columnas

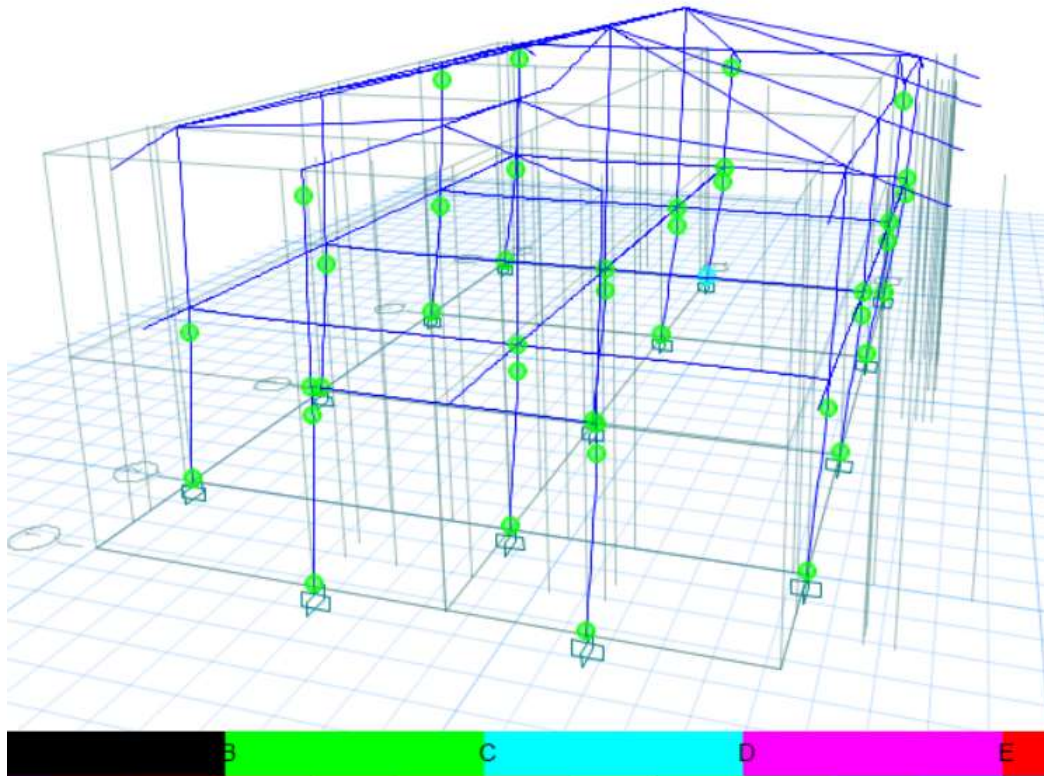
The screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables in ASCE 41-13
- Select a Hinge Table:** Table 10-8 (Concrete Columns)
- Degree of Freedom:**
 - M2
 - M3
 - M2-M3
 - P-M2
 - P-M3
 - P-M2-M3
 - Parametric P-M2-M3
- P and V Values From:**
 - Case/Combo: CG NO LINEAL
 - User Value
- Concrete Column Failure Condition:**
 - Condition i - Flexure
 - Condition ii - Flexure/Shear
 - Condition iii - Shear
 - Condition iv - Development
- Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$:**
 - From Current Design
 - User Value: 0.0075
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:**
 - Drops Load After Point E
 - Is Extrapolated After Point E

Una vez ingresados los datos se realizó el análisis lineal estático y no lineal estático donde se obtuvo notables diferencias en la respuesta sísmica y su punto de desempeño con la estructura realizada con los datos encontrados un situ pese a que se hicieron pequeños cambios, pero son bastante significativos al tratarse de elementos estructurales principales, así tenemos que en el sentido “X” al aplicar el análisis pushover, la estructura presenta 42 rótulas plásticas que no presentan mayor problema puesto que son de color verde y nos da a entender que esos elementos y la estructura se encuentran en un rango de deformación inelástica pero no llega a colapsar

esto se presenta en el paso 9 del cálculo con un desplazamiento de la estructura de 7 centímetros con una fuerza cortante en su base de 84.48 ton, siendo este su punto de desempeño pues, al siguiente paso del análisis aparece ya una rótula de color celeste que determina el colapso del elemento y por ende la estructura tiende a disminuir y perder su capacidad de resistir tanto fuerzas sísmicas como gravitacionales y comienza a ser insegura.

Figura N° 85: Formación de rótulas plásticas sentido “X”



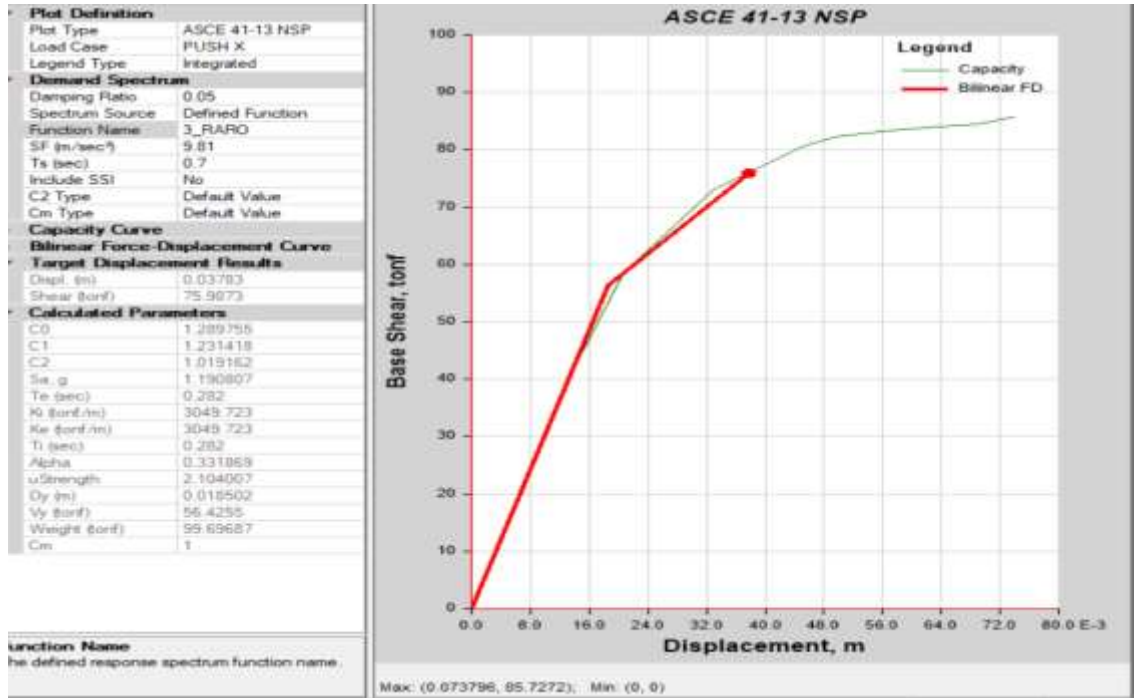
- Determinación del punto de desempeño en el sentido “X”

Para determinar el punto de desempeño de la estructura también nos basaremos en la sectorización de la curva de capacidad que recomienda visión 2000, y se mostrará los resultados ante un sismo de diseño y muy Raro que son los más críticos y significativos.

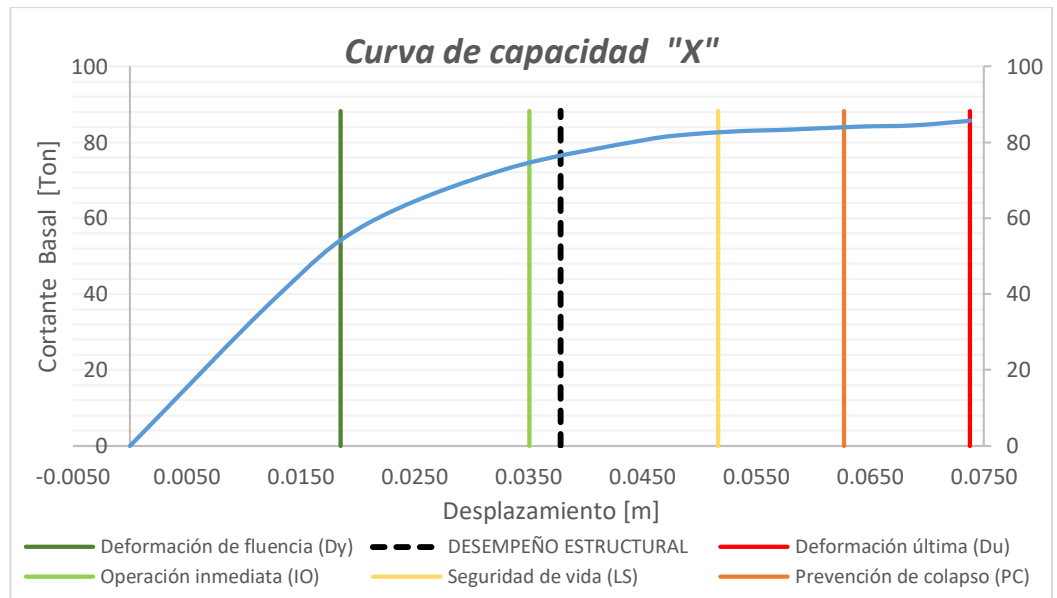
Ante un sismo Raro (de diseño) la estructura presenta una gran capacidad de soportar el sismo manteniéndose en un rango de seguridad de vida, y alcanzando a deformarse 4 centímetros con una fuerza cortante en su base de 76 ton.

Figura N° 86: Desempeño ante el sismo de diseño

a) Punto de desempeño obtenido con el programa



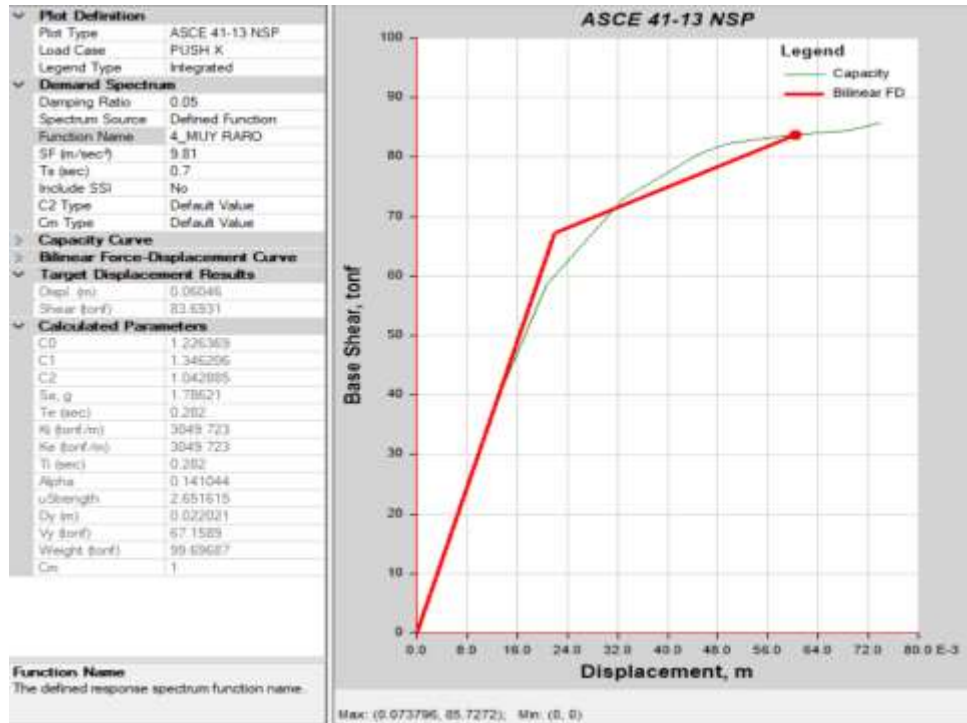
b) Sectorización según visión 2000



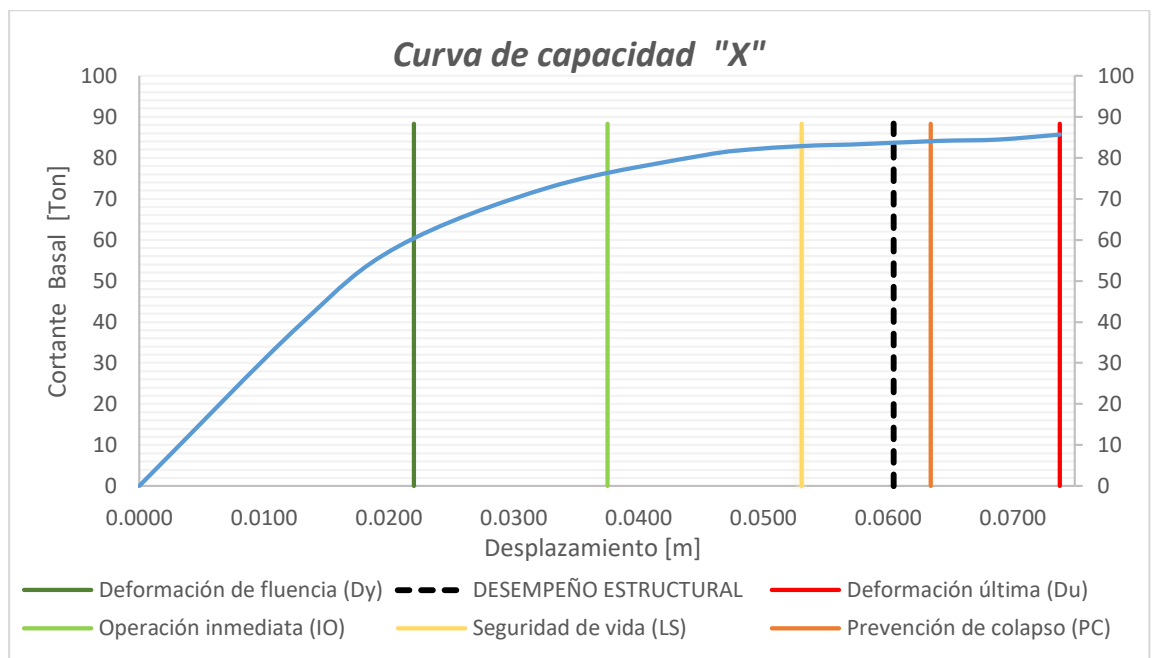
Ante un sismo muy raro la estructura es capaz de mantenerse en el rango de prevención de colapso alcanzando un desplazamiento de 6 centímetros y una cortante en su base de 83.7 ton.

Figura N° 87: Desempeño ante el sismo muy raro

a) Punto de desempeño obtenido con el programa



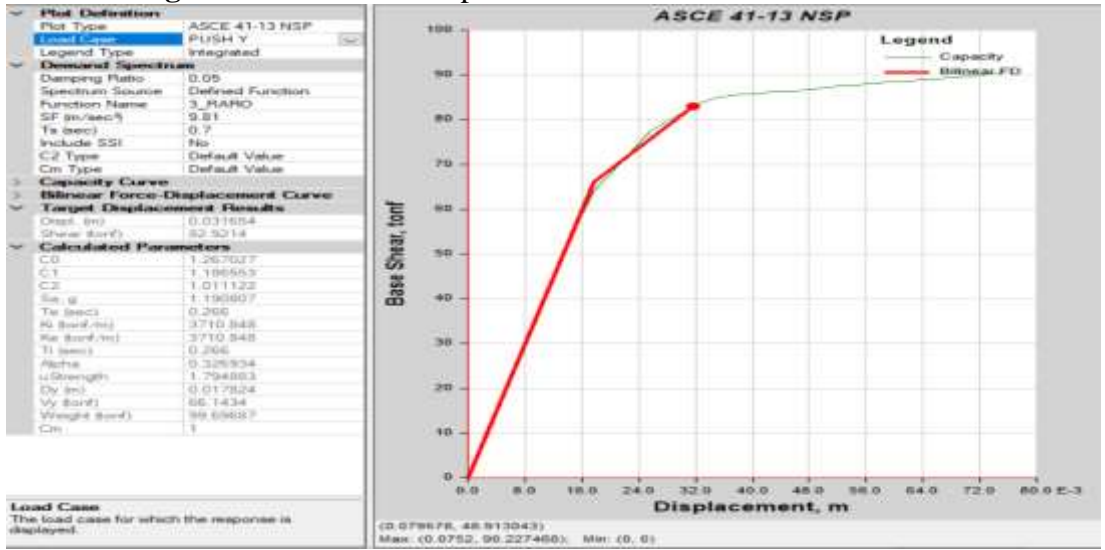
b) Sectorización según visión 2000



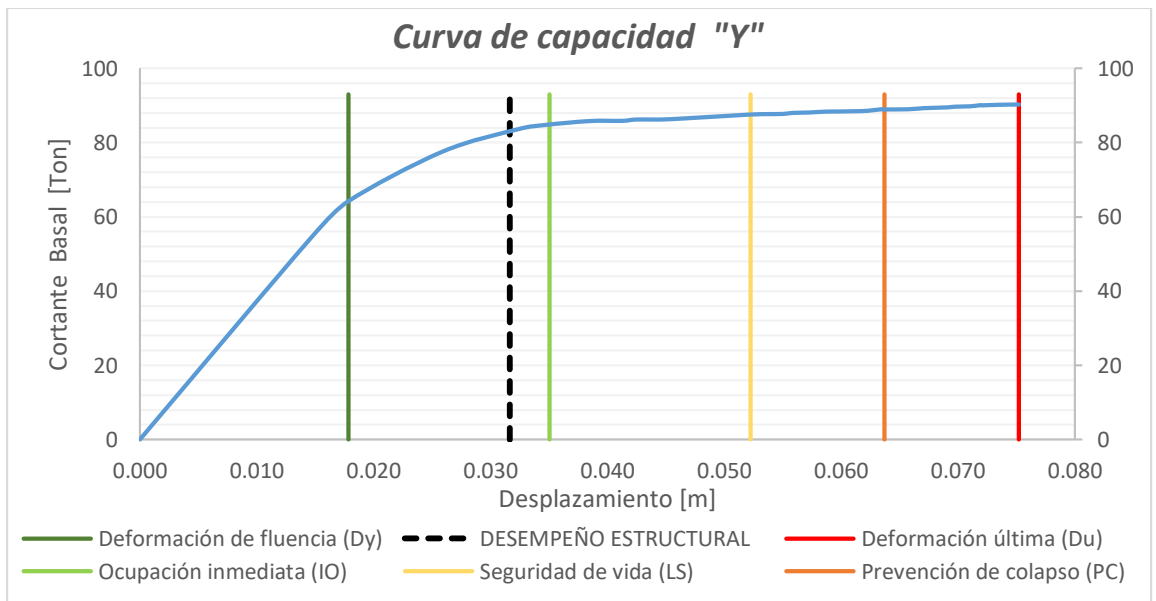
- **Determinación del punto de desempeño en el sentido “Y”**

En el sentido “Y” ante el sismo de diseño la estructura alcanza un desplazamiento de 3.5 cm y es capaz de soportar una fuerza cortante en su base de 82.92 ton, así también tomando en cuenta la sectorización de visión 2000 tenemos que la estructura ante este sismo se mantiene en un rango de ocupación inmediata.

Figura N° 88: Desempeño ante el sismo raro



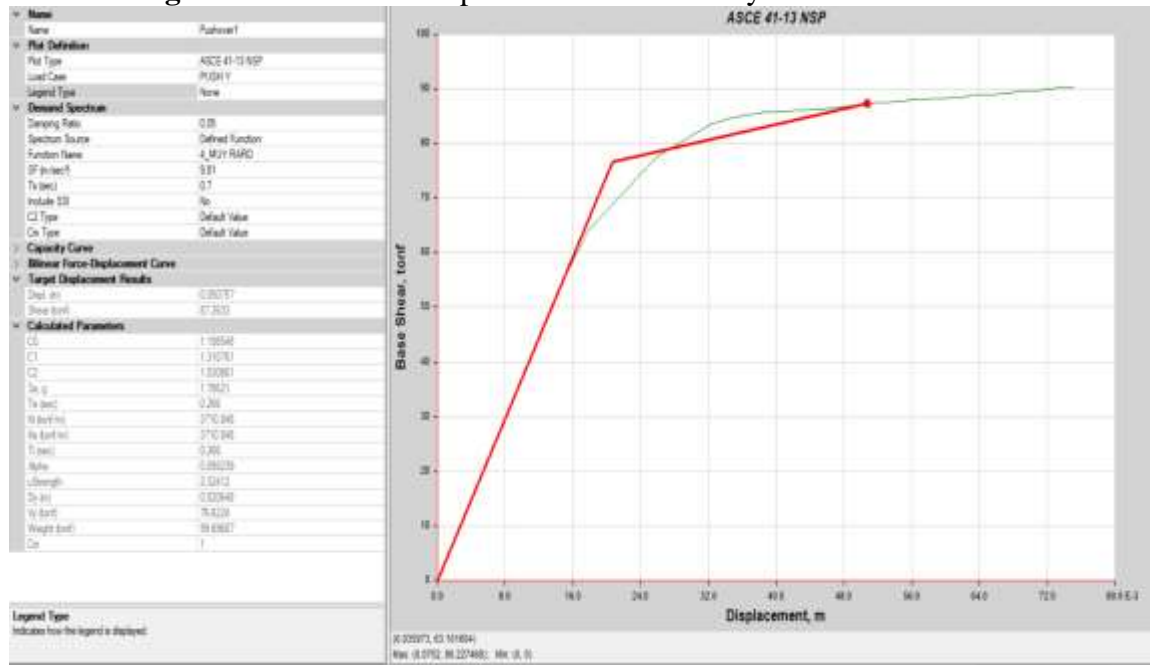
a) Punto de desempeño obtenido con el programa



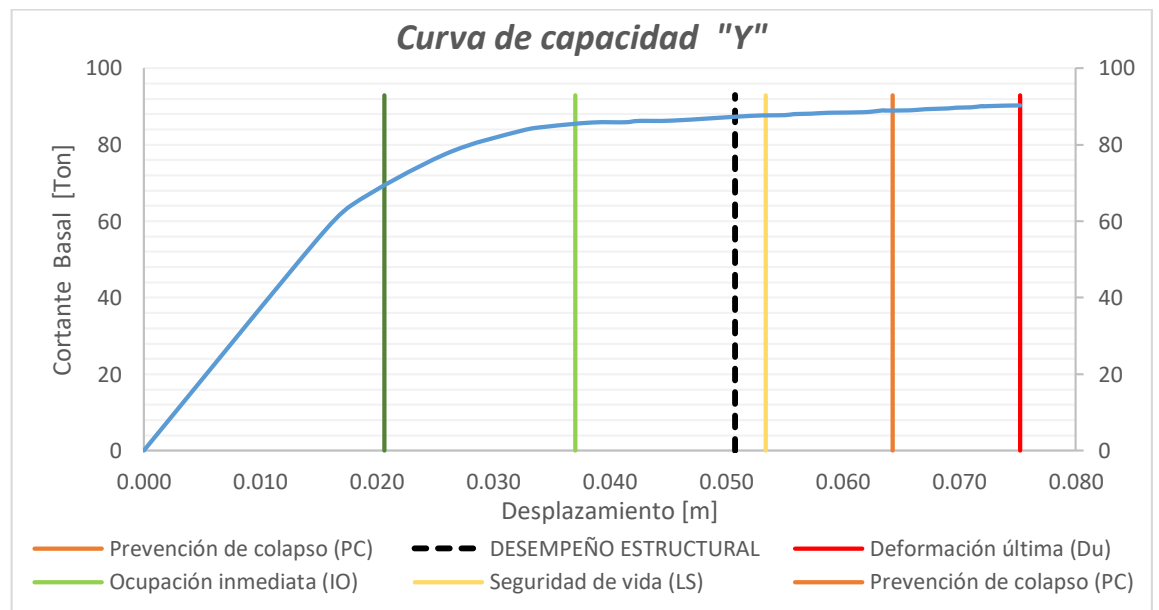
b) Sectorización según visión 2000

En el sentido “Y” ante un sismo muy raro, la estructura alcanza un desplazamiento de 5 centímetros y soporta en su base una fuerza cortante de 87.26 ton y se encuentra en el rango seguridad de vida según la sectorización de visión 2000.

Figura N° 89: Desempeño ante el sismo muy raro



a) Punto de desempeño obtenido con el programa



b) Sectorización según visión 2000

- Ductilidad de demanda y capacidad

La estructura analizada con las secciones que recomienda la norma presenta una ductilidad de demanda ínfimamente superior a la anterior como se puede apreciar en la siguiente tabla:

Tabla N° 28: Ductilidad de demanda

Ductilidad de demanda		
<i>Sismo</i>	X	Y
Frecuente	1.55	1.16
Ocasional	1.54	1.25
Raro	2.04	1.78
Muy raro	2.75	2.46

Fuente: Franklin Ramos

Así también, la demanda de capacidad se ve alterada, pero en beneficio de la estructura debido a que los valores que presenta son mucho mayores a tal punto de duplicar el valor.

Tabla N° 29: Ductilidad de capacidad

Ductilidad de capacidad		
<i>Sismo</i>	X	Y
Frecuente	5.36	5.13
Ocasional	4.60	4.63
Raro	3.99	4.22
Muy raro	3.35	3.64

Fuente: Franklin Ramos

Con los valores obtenidos anteriores se calcula el valor del factor de reducción de resistencia para que esta estructura disipe la energía sísmica, así mismo se observa que estos valores son mucho más elevados a los de la tabla 27 correspondiente al factor R de la estructura construida.

Tabla N° 30: Factor “R”

Factor R		
<i>Sismo</i>	X	Y
Frecuente	6.70	6.42
Ocasional	5.74	5.79
Raro	4.99	5.27
Muy raro	4.19	4.55

Fuente: Franklin Ramos

La norma ecuatoriana de la construcción permite realizar construcciones con vigas banda, pero para edificaciones pequeñas y con luces cortas, además, para este fin la misma norma establece un valor de ductilidad menor al 8 en este caso de 5 lo cual después de realizar el análisis no lineal se aprecia que no alcanza este valor lo que significa que la estructura no es capaz de soportar una fuerte demanda sísmica, es por eso que para alcanzar el valor recomendado por la norma y mejorar la respuesta sísmica de la estructura se recomienda realizar un reforzamiento que se presenta a continuación.

3.4 Propuesta de reforzamiento

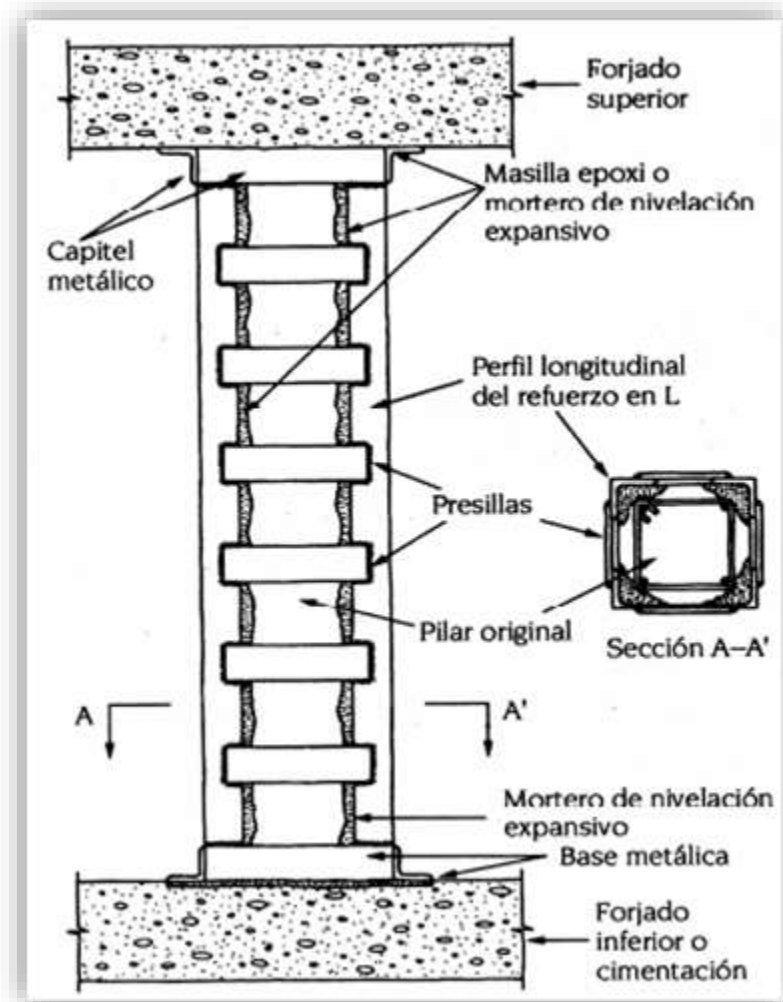
3.4.1 Reforzamiento en columnas

Para superar la deficiencia mencionada anteriormente se propone realizar la técnica de reforzamiento por encamisado, para esto se utilizarán perfiles metálicos tipo L que serán ubicados en cada equina de las columnas y a su vez estarán unidas por platinas metálicas colocadas a una distancia que ayuden a confinar las columnas, así también, a soportar las cargas solicitadas, cabe mencionar que al realizar el análisis en el programa, este detalla que falla una columna, pero como se mencionó anteriormente ninguna cumple con las recomendaciones de sismo resistencia es por eso que se aplicará el reforzamiento en todas las columnas.

En vista de que se va a colocar perfiles metálicos, para determinar las dimensiones de los perfiles se tomará en cuenta las recomendaciones establecidas en la norma AISC 360-10 tanto en su capítulo de elementos en compresión hasta mejorar la respuesta a cortante en las columnas y mejorar su ductilidad.

El propósito de reforzar una columnas de hormigón armado es incrementar la resistencia ante sollicitaciones de compresión del elemento sin afectar o reducir su ductilidad. [40]

Figura N° 90: Columna reforzada con ángulos y platinas



Fuente: E. Giménez, 2007.

Para que se pueda realizar de manera satisfactoria el reforzamiento, los ángulos y platinas a utilizar deben cumplir con diferentes parámetros que se detallan a continuación:

- La resistencia a utilizar serán de acero con una resistencia de 210 MPa y las platinas de 210 ó 240 MPa, esto dependerá de la resistencia que se haya alcanzado en la columna de hormigón.
- Los ángulos deben ser cuadrados, y cumplir con las mínimas dimensiones que son: L 50x50x5 mm.

- Las dimensiones de las platinas se colocarán en base a las longitudes del soporte de hormigón que va a ser reforzado, además, se utilizará el coeficiente $\beta = 0,5 * (a+b)$.

- Distancia entre platinas s_t ; $0,40\beta \leq s_t \leq 0,75\beta$

- Área de las platinas A_{str} ; $2 A_{str} \geq 0,004\beta$

- El grosor de la platina deber ser igual o inferior al del ángulo. [40]

A continuación, se presenta los cálculos necesarios para determinar las dimensiones de los perfiles metálicos y platinas necesarios para alcanzar el propósito de diseño esperado en la normativa:

Tabla N° 31: Dimensiones de elementos para reforzamiento

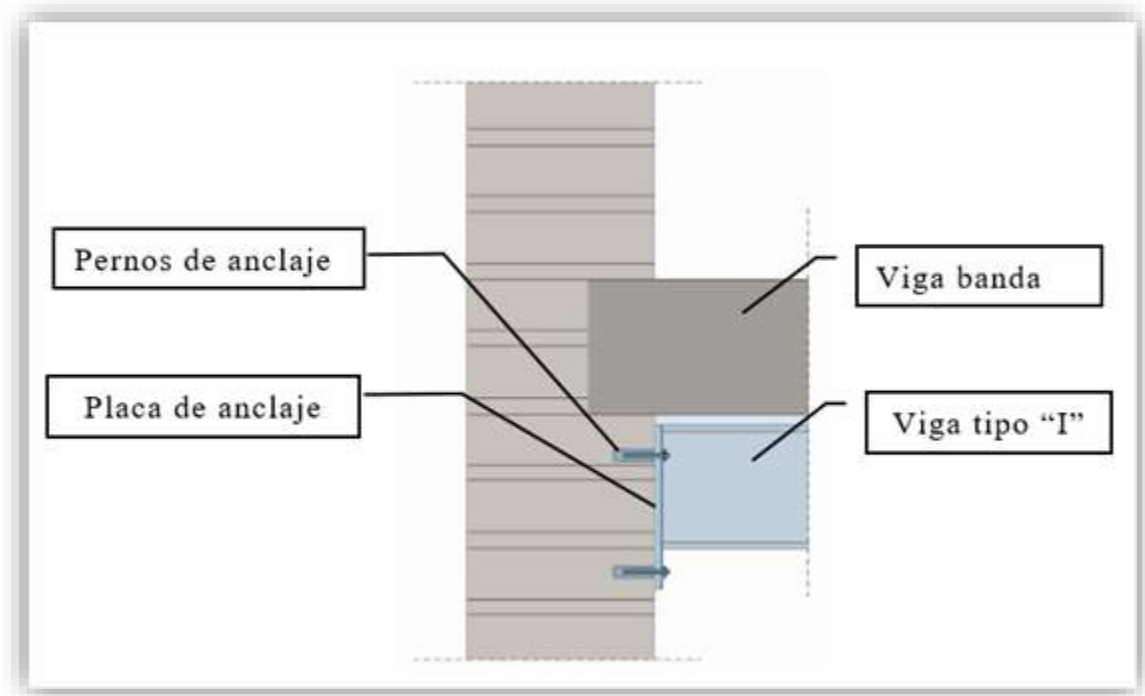
Reforzamiento de columnas					
Ángulos			platinas		
b	5	cm	cuantía faltante	0.0013	
e	0.3	cm	Av	0.70	cm 2
A	36.00	KSl	e	0.30	cm
As	2.91	cm2	b	2.32	cm
cg	1.36	cm	I ad	2172.34	
Ix	7.15	cm 4	M ad	3.66	t-m
rx	1.57	cm	M final	11.93	t-m
Apoyos	5	u			
L libre	36.67	cm			
L/rx	23.39				
esb	78.71				
fe	3345.12	Kg/cm2			
Pr	7.68	t			
Pu	7.28	t			
OK					

Fuente: Franklin Ramos

3.4.2 Reforzamiento en vigas

Al tratarse de vigas banda la opción que se propone para su reforzamiento es la implementación de vigas metálicas tipo “I” adosadas debajo de las vigas banda unidas con placas y pernos en las columnas lo cual brindará mayor rigidez y ayudará a disminuir las deformaciones [39] como se presenta a continuación:

Figura N° 91: Esquema de reforzamiento de una viga banda con perfil



Fuente: Serrano B. Guía de intervención refuerzo estructural con perfiles de acero. 2014

Para determinar las dimensiones del perfil a utilizar se debe tomar en cuenta el momento a la que está sometida la viga a reforzar puesto que, el perfil reforzará la mitad del valor de momento actuante en la viga banda, y se determinará el perfil en base al módulo de sección (S_x) necesario, asimismo el número y dimensiones de pernos se colocarán de acuerdo a las sollicitaciones de cortante de la viga. [41]

Tabla N° 32: Cálculo de perfiles para reforzamiento

Reforzamiento viga banda		
M ref	2.05	t-m
A	36	KSI
Fy	2529.87	kg/cm2
Sx necesario	90.13	cm3
Datos de perfil		
IPE 160		
bf	8.20	COMP
tf	0.74	cm
h	16	COMP
tw	0.50	cm
As	19.40	cm2
Ix	835	cm3
Sx reforzado	104.33	cm3
OK		
control f 2	10.95	
control w2	108.33	
cte	28.81	
Anclaje		
Vu	8.70	
Num	4	
Pi	2.17	
Perno	1/2	
Q	3.49	
OK		

Fuente: Franklin Ramos

3.5 Análisis económico

- Estructura construida de manera informal

Mediante el levantamiento de información realizado directamente con el propietario de la vivienda al finalizar su construcción se determinó que el gasto total entre obra gris y acabados fue de 75000 dólares, dando como resultados un costo de 407.36 dólares por metro cuadrado de construcción.

- Estructura construida técnicamente

Para determinar el costo aproximado que alcanzaría la estructura en estudio se ha tomado en cuenta los valores estipulados en la Revista Técnica de la Cámara de la Construcción de Ambato “Modus Vivendi” en su edición 66 correspondiente al trimestre que inicia el mes de mayo 2022, en lo cual establece un valor referencial de USD 400.30 por metro cuadrado de construcción y tomando en cuenta que la

estructura tiene , donde considera costos indirectos del 20 %, sin considerar el valor del terreno, ni construcción del cerramiento, ni diseños preliminares y para los costos de mano de obra toman en cuenta los costos horarios mínimos establecidos en Contraloría General del Estado, además, este valor considera acabados medios para la vivienda. [42]

- **Estructura con reforzamiento**

En la estructura es necesario realizar un reforzamiento tanto en vigas como en columnas como se detalla a continuación:

Tabla N° 33: Presupuesto de reforzamiento por columna

Presupuesto columna				
	<i>Unidad</i>	<i>Cantidad</i>	<i>P. unitario</i>	<i>P. total</i>
Acero	kg	30.55	2.50	76.4
Pernos	kg	16.00	20.00	320.00
Resina epoxi	kg	0.44	42.00	18.48
			total	414.85

Fuente: Franklin Ramos

- Estos valores se obtienen tomando en cuenta el precio del acero, la cantidad de pernos y resina epoxi a ser utilizado y la mano de obra necesaria para su colocación, además el costo necesario para el reforzamiento mediante esta técnica en las columnas alcanza el valor de 414.85 dólares por columna, tomando en cuenta que la estructura consta de 12 columnas en cada piso es necesario un total de 9956.5 dólares para el reforzamiento de toda la estructura.

Tabla N° 34: Presupuesto de reforzamiento en vigas banda

Presupuesto				
	<i>unidad</i>	<i>Cantidad</i>	<i>P. unitario</i>	<i>P. total</i>
PERFIL IPE 160 (160 x 82 x 5 x 7,40)	1	1	200	200
Pernos	kg	8	20	160.00
			total	360

Fuente: Franklin Ramos

Una vez calculado el perfil necesario y con referencia en la experiencia de varios ingenieros se establece un presupuesto para el reforzamiento de una viga banda donde se establece un costo de 360 dólares por cada viga, tomando en cuenta que la estructura consta de 18 vigas en cada nivel es necesario un total de 12960 dólares. estos valores se obtienen tomando en cuenta el precio del acero, la cantidad de pernos y a ser utilizado y la mano de obra necesaria para su colocación.

- **Análisis de costos**

Tabla N° 35: Análisis de costos

Diferencia de costos	
<i>Tipo de construcción</i>	<i>Costo total</i>
Informal	75000
Técnica	72054
Reforzada	97916.5

Fuente: Franklin Ramos

Como se puede evidenciar en la Tabla 35 se establece el costo de la estructura ante diferentes escenarios donde es evidente que la estructura construida Técnicamente es más económica y apto para resistir eventos sísmicos como se demostró en el apartado 3.3, en cambio en la estructura construida de manera informal su costo es más elevado y presenta problemas estructurales por lo que es necesario realizar un reforzamiento en sus elementos lo que se incrementará aún más su costo total.

3.6 Verificación de hipótesis

En base al análisis ejecutado a una vivienda construida informalmente en la ciudad de Ambato con una metodología cuantitativa se puede establecer que la estructura posee un nivel de amenaza representativo, pero no es crítico debido a que al tratarse de una edificación destinada para vivienda el desempeño alcanzado cumple al límite con los niveles de amenaza sísmica esperado, pero la estructura se ve muy afectada y algunos elementos tienden a fallar sin alcanzar una mayor capacidad, esto se mejora con la implementación del reforzamiento de los elementos estructurales tanto en vigas como columnas.

CAPÍTULO IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

- Se determinó una resistencia promedio de 180 kg/cm^2 del hormigón utilizado para la construcción de columnas, vigas y losa, con las muestras obtenidas durante la construcción de la estructura.
- Se constató que el doblado de los estribos tanto de vigas como de columnas se realizaron con varillas de 10 mm, pero estas carecen de ganchos sísmicos y no comprende de extensiones o longitud de desarrollo.
- Se pudo evidenciar las dimensiones de los elementos estructurales construidos, así como la cuantía de refuerzo empleado, las cuales fueron columnas cuadradas de 30 cm de lado con un armado de 8 varillas longitudinales de 12 mm de diámetro correspondiente a una cuantía de 1% que es lo recomendado, con estribos de 10 mm colocados a 10 cm en los extremos de la columna y en la parte central colocados a 15 cm en los 2 pisos, mientras que las vigas construidas fueron vigas banda de 30 cm de base con un peralte de 20 cm para el primer piso y de 30 centímetros de base y un peralte de 15 cm en la cubierta, estas vigas constan de 3 aceros de 12 mm más 2 aceros de refuerzo de 12 mm como acero negativo y 2 aceros de 12 mm como acero positivo, en las vigas se colocaron estribos cada 10 cm y 20 cm en los extremos y en la parte central respectivamente colocados a cada tercio.
- Una vez realizado el análisis modal espectral se determinó un período fundamental de 0.307 segundos, así también se determinaron los modos de vibración de la estructura donde los 2 primeros modos son de traslación y el tercero de rotación como recomienda la norma, por otro lado, el cortante basal dinámico en los dos sentidos son mayores al 80% que el cortante estático como

determina la norma siendo estas de 85.95 % en X y 89.8% en Y, y se determinaron las derivas inelásticas de 1.73 % en X y 1.83 en , valores que cumplen con lo estipulado en la norma NEC.

- Se determinó la capacidad de los elementos estructurales los cuales en el caso de las columnas sobrepasan su capacidad induciendo a una falla estructural local y general de la estructura y en el caso de las vigas existe una cuantía de acero excesiva para la sección construida que conllevaría a una falla frágil del elemento.
- Luego de aplicar el método de análisis estático no lineal (PUSHOVER) en la estructura y tomando como referencia los niveles de desempeño presentados por el Comité Visión 2000, se obtuvo para el sentido X ante una amenaza de un sismo raro ($T_r=475$ años) un desempeño de prevención de colapso y ante una amenaza por un sismo muy raro ($T_r=2500$ años) no existe desempeño pues la estructura colapsa, mientras que para el sentido Y ante una amenaza de un sismo raro ($T_r=475$ años) se obtiene un desempeño en el límite de prevención de colapso y ante una amenaza de un sismo muy raro ($T_r=2500$ años) la estructura pierde totalmente su capacidad y colapsa, cabe indicar que la estructura en análisis está dentro del grupo considerado como construcciones básicas y el comité visión 200 recomienda que este tipo de estructuras deben alcanzar un nivel de desempeño dentro de seguridad de vida lo cual no se cumple.
- Se realizó un análisis no lineal de la misma estructura, pero con dimensiones, cuantías de acero y separaciones recomendadas en las normas para los elementos estructurales con los cuales en el sentido X se alcanzó un desempeño de seguridad de vida cuando se ve afectado por un sismo raro, así también cuando está afectado por un sismo muy raro alcanza un desempeño de prevención de

colapso, del mismo modo en el sentido Y al aplicar un sismo de raro permanece en un desempeño operativo y ante un sismo muy raro alcanza un desempeño de seguridad de vida lo cual es ideal para este tipo de estructuras.

- Con el fin de mejorar la capacidad de la estructura, se optó por exhortar un reforzamiento en sus elementos estructurales tanto en columnas mediante el encamisado con ángulos y platinas metálicas, mientras que en las vigas banda mediante la colocación de perfiles de acero IPE 160, este reforzamiento alcanza un costo total de 22916.5 dólares que representaría un gasto adicional para el propietario.
- Se evidenció que la estructura construida de manera informal tiene un costo de 4% superior por m² al referente presentado por la Cámara de la Construcción de Ambato para el período de mayo 2022 de una construcción realizada técnicamente, pero no tienen la capacidad suficiente para resistir eventos sísmicos y al ser necesario un reforzamiento el valor incrementa un 36% representando pérdidas económicas para el propietario.

4.2 Recomendaciones

- Se recomienda realizar un levantamiento cuidadoso de la estructura para obtener datos precisos y no llegar al punto de asumir datos que no pueden ser los reales y obtener resultados erróneos.
- Al tratarse de la toma de muestras in situ se recomienda tener a disposición todos los materiales y equipos necesarios para obtener los especímenes en el caso del hormigón.
- Para realizar un análisis no lineal estático y determinar el desempeño sísmico de la estructura se recomienda realizar una capacitación relacionado con este tema, así como sobre temas de sismoresistencia y tipos de reforzamiento.
- Se recomienda revisar de manera cautelosa los datos ingresados en el programa utilizado para el análisis estructural con el fin de obtener resultados correctos.

Bibliografía

- [1] La Hora, «En Ambato 7 de cada 10 construcciones son informales,» 06 08 2019. [En línea]. Available: <https://lahora.com.ec/tungurahua/noticia/1102263555/en-ambato-7-de-cada-10-construcciones-son-informales>.
- [2] A. P. J. Melissa, Ordenanza para la rehabilitación de construcciones informales afectadas por actividad sísmica en la provincia de Esmeraldas, cantón Atacames, barrio Miraflores, Quito, 2017.
- [3] R. I. Casanova Poveda, Análisis de la tendencia de la construcción de la vivienda en el Ecuador, Guayaquil, 2016.
- [4] R. O. Ramirez Cotera, «Repositorio Institucional Universidad Peruana los Andes,» 15 Junio 2019. [En línea]. Available: <http://www.repositorio.upla.edu.pe/handle/20.500.12848/1696>. [Último acceso: 29 11 2021].
- [5] Y. V. Alzate, Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado. Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño., Barcelona, 2016.
- [6] Y. Q. B. Iván, Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha., Quito, 2018.
- [7] B. G. G. L. J. V. P. Villalba, «Metodologías simplificadas, prescriptivas, por desempeño y resiliencia, en el estudio de riesgo sísmico de estructuras informales,» *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, vol. 25, nº 4, pp. 581-582, 2020.
- [8] A. LLoclle, Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar – Cusco, Juliaca, 2021.
- [9] M. J. Filian Marco, Evaluación de una edificación de hormigón armado mediante el análisis no lineal Push-over, Guayaquil, 2018.
- [10] Escuela Politécnica Nacional, «Instituto Geofísico,» 25 11 2013. [En línea]. Available: <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/825->

proyecto-interinstitucional-para-monitoreo-de-terremotos-y-tsunamis. [Último acceso: 30 11 2021].

- [11] Escuela Politécnica Nacional, «Instituto Geofísico,» 21 03 2011. [En línea]. Available: <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/381-la-en-la-construcci%C3%B3n-es-el-mayor-riesgo-en-un-terremoto#:~:text=As%C3%AD%20es%20la%20construcci%C3%B3n%20.> [Último acceso: 30 11 2021].
- [12] El Comercio, «Una inspección determina cómo se debe reforzar la casa,» 09 09 2016. [En línea]. Available: <https://www.elcomercio.com/actualidad/quito/inspeccion-casas-sismos-prevencion.html>. [Último acceso: 30 11 2021].
- [13] Escuela Politécnica Nacional, «Escuela Politécnica Nacional,» 05 08 2013. [En línea]. Available: <https://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>. [Último acceso: 30 11 2021].
- [14] A. R. Roberto Aguiar, Microzonificación sísmica de Ambato, Ambato: Instituto Panamericano de Geografía e Historia, 2018, p. 314.
- [15] O. S. Sarmiento Paspuel, «Estudio del comportamiento sísmico de contenidos de uso típico en el Hospital General Docente Ambato,» 13 01 2021. [En línea]. Available: <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/23415/1/T-ESPE-044196.pdf>. [Último acceso: 30 11 2021].
- [16] M. Young, «Academia,» 14 10 2016. [En línea]. Available: https://www.academia.edu/36069166/Designaci%C3%B3n_ASTM_C_31_C_31M_03a. [Último acceso: 01 12 2021].
- [17] C. DUARTE, M. MARTINEZ y J. SANTAMARIA, «"Análisis Estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad EL Salvador,» 01 06 2017. [En línea]. Available: <https://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13405/1/An%C3%A1lisis%20est%C3%A1tico%20no%20lineal%20%28Pushover%29%20del%20cuerpo%20central%20del%20edificio%20de%20la%20Facultad%20de%20Medicina%20de%20la%20Universidad%20de%20El%20Salvador.pdf>. [Último acceso: 01 12 2021].
- [18] R. Aguiar, «Análisis Sísmico por desempeño,» 04 08 2015. [En línea]. Available: https://www.researchgate.net/publication/280627456_Analisis_Sismi

co_por_Desempeno/link/55c0163e08ae092e9666a626/download.
[Último acceso: 01 12 2021].

- [19] R. Oviedo, «Investigaciones en ingeniería civil,» Enero 2004. [En línea]. Available: <https://oviedos.tripod.com/peligr.htm>. [Último acceso: 02 12 2021].
- [20] NEC-SE-DS, Peligro sísmico diseño sismoresistente, Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, 2014.
- [21] L. Maraboto, «Peligro, Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico,» *Ciencia*, vol. 69, n° 3, pp. 30-35, 2018.
- [22] U. M. Hernández, «Tesis Doctorals en Xarxa,» 2002. [En línea]. Available: <https://www.tdx.cat/handle/10803/6222#page=7>. [Último acceso: 02 12 2021].
- [23] I. Paredes y P. Byron, «Academia,» 2019. [En línea]. Available: https://www.academia.edu/41441717/Estudio_de_vulnerabilidad_s%C3%ADsmica_mediante_FEMA_P_154_y_propuesta_de_reforzamiento_estructural_de_la_edificaci%C3%B3n_m%C3%A1s_vulnerable. [Último acceso: 07 12 2021].
- [24] H. José y L. Sidney, «Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón armado existente,» *Siencia y sociedad*, vol. XXXVI, n° 2, pp. 256-275, 2011.
- [25] MIDUVI, Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, Quito , 2016.
- [26] Á. T. Cristian Ruiz, Análisis comparativo del comportamiento sísmico dinámico de estructuras esenciales con aisladores de base del tipo elastomérico con núcleo de plomo LRB, y su incidencia en la relación costo/beneficio del sistema estructural., Ambato, 2018.
- [27] F. HOYOS, «Universidad Cédar Vallejo,» 22 12 2018. [En línea]. Available: https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/27379/Fernandez_HW%20.pdf?sequence=4&isAllowed=y. [Último acceso: 06 12 2021].
- [28] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda - MIDUVI, «Capítulos de la NEC (Norma Ecuatoriana de la Construcción),» 2016. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos->

normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/. [Último acceso: 06 12 2021].

- [29] V. G. Muñoz Jonathan, Análisis y determinación de las técnicas de reforzamiento para mejorar el desempeño estructural del edificio Polinesio ubicado en la entrada 11, en punta blanca cantón Santa Elena, La libertad, 2021.
- [30] C. Ramón, «Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal,» 2017. [En línea]. Available: https://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12969/499/Calculina_Pena_Ramon.pdf?sequence=1&isAllowed=y. [Último acceso: 08 12 2021].
- [31] J. P. Gonzalo Orellana, Evaluación del desempeño sísmico de un edificio esencial apoticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-RE, 2015), Cuenca, 2017.
- [32] R. L. Bonett Díaz, «Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.,» 17 10 2003. [En línea]. Available: <https://www.tdx.cat/handle/10803/6230#page=32>. [Último acceso: 09 12 2021].
- [33] NEC-15, Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, Quito, 2015.
- [34] L. M. Fátima, «Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de la Facultad de Ciencias Humanas y de la Educación bloque 2 de la Universidad Técnica de Ambato mediante la medición de vibraciones,» Septiembre 2021. [En línea]. Available: <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/33571>. [Último acceso: 02 Julio 2022].
- [35] ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Reston, Virginia, 2013.
- [36] D. Mora y R. Aguiar, «Modelación de diagrama momento - curvatura y momento -rotacion en secciones de acero estructural,» *Ciencia*, vol. 17, n° 1, pp. 99-124, 2015.

- [37] B. Bedón, Análisis estructural del desempeño sísmico del edificio de administración de empresas, bloque 1, de la facultad de ciencias administrativas mediante la medición de vibraciones, Ambato, 2021.
- [38] NEC-SE-RE, Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras, Quito, 2015.
- [39] Sika, Reforzamiento de estructuras de concreto, 2017.
- [40] E. Giménez, Estudio experimental y numérico de soportes de hormigón armado reforzados con perfiles metálicos sometidos a esfuerzos de compresión simple, Valencia, 2007.
- [41] E. Chavez, *Curso de reforzamiento y rehabilitación de estructuras en hormigón armado y acero*, Quito, 2021.
- [42] Cámara de la Construcción de Ambato, «Cantidades y precios vivienda unifamiliar de dos plantas con acabados medios,» *Modus Vivendi*, n° 66, p. 38, 2022.

Anexos

Anexo A: Tablas de parámetros no lineales

- Criterios y parámetros para procedimientos no lineales para columnas de concreto

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		Performance Level		
					IO	LS	CP	
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f_c'}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f_c'}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$ ^d						
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_g f_c'}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c								
$\frac{P}{A_g f_c'}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f_c' is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7 A_g f_c'$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE/SEI 41-13

- Criterios y parámetros para procedimientos no lineales para viga de concreto

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
	a	b		Performance Level		
				IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b						
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{\text{req}}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d				
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015
Condition ii. Beams controlled by shear ^b						
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b						
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b						
			0.015	0.03	0.2	0.01

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.


^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_p) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: ASCE/SEI 41-13

Anexo B: Fotografías

 UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL FOTOGRAFÍAS 	
Fotografía N° 1	Fotografía N° 2
	
Descripción: Vivienda analizada	Descripción: Estribos utilizados para la construcción de elementos estructurales.
Fotografía N° 3	Fotografía N° 4
	
Descripción: Dosificación del hormigón	Descripción: Muestra de hormigón

Fotografía N° 5



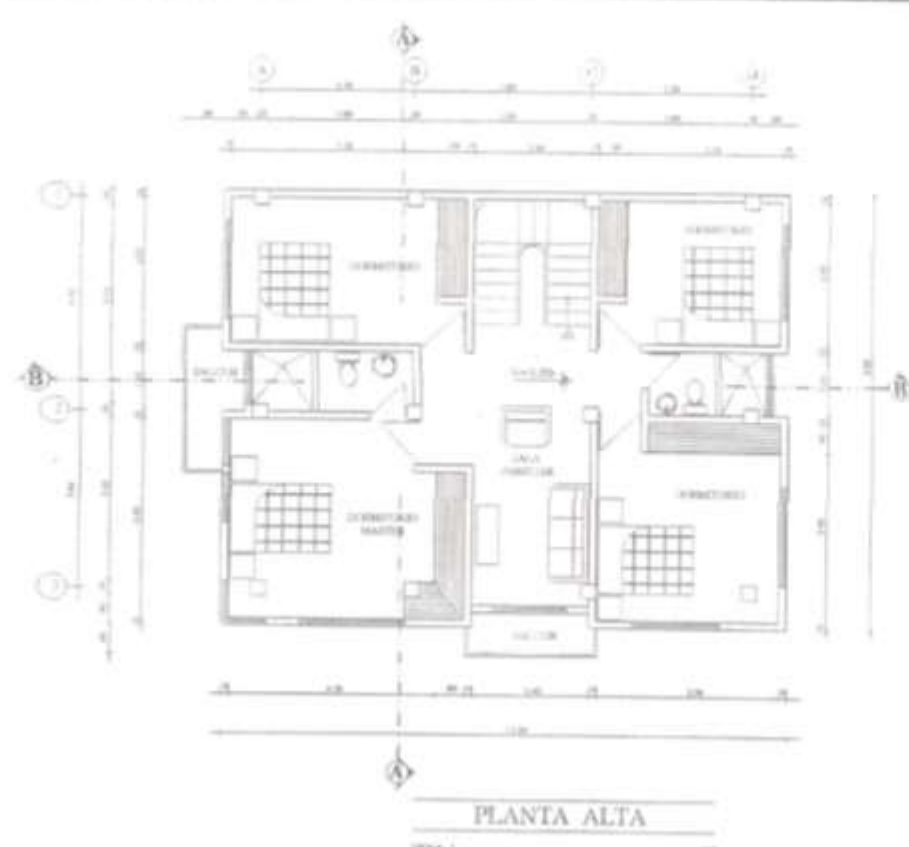
Descripción: Doblado de aceros de refuerzo de columnas.

Fotografía N° 6

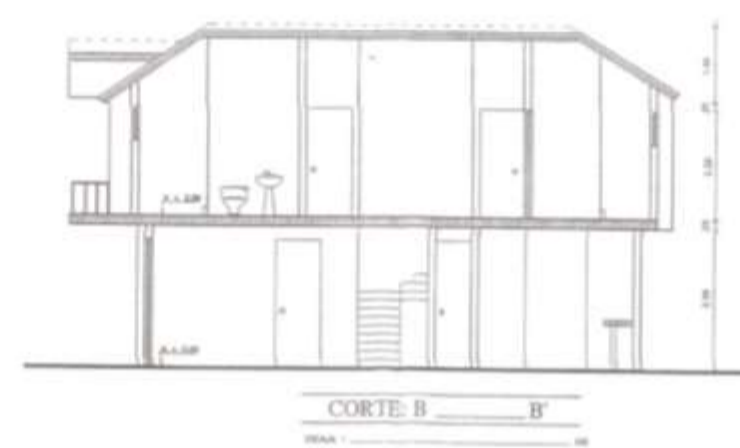
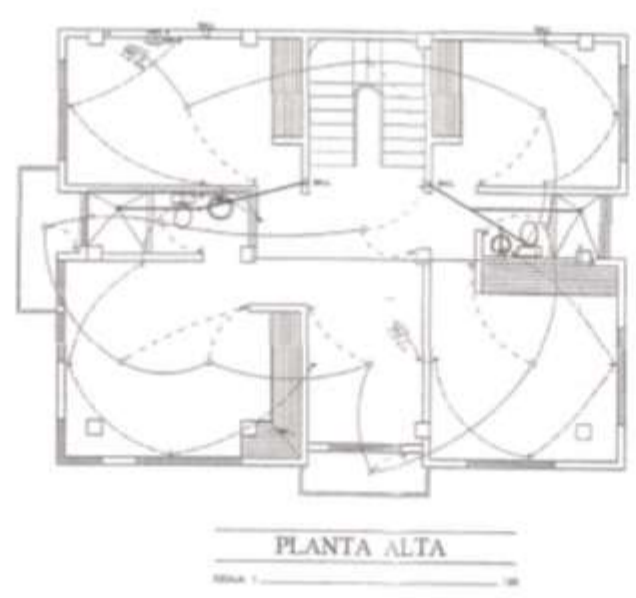
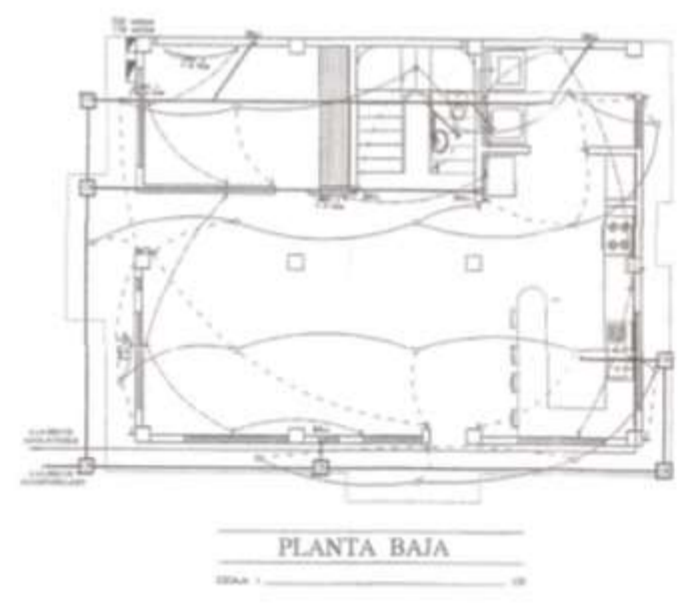


Descripción: Incidente ocurrido durante la construcción informal

Anexo C:
Planos arquitectónicos y
estructurales



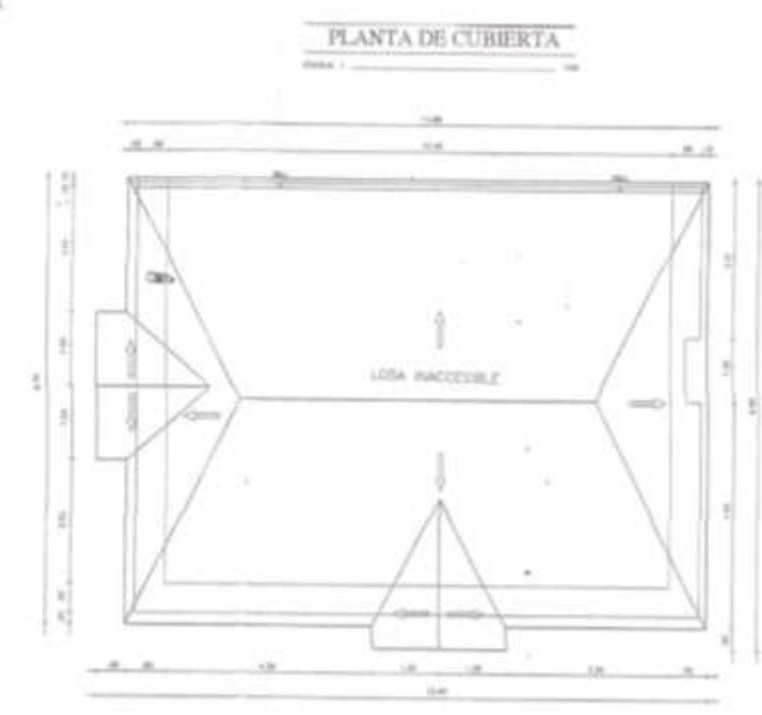
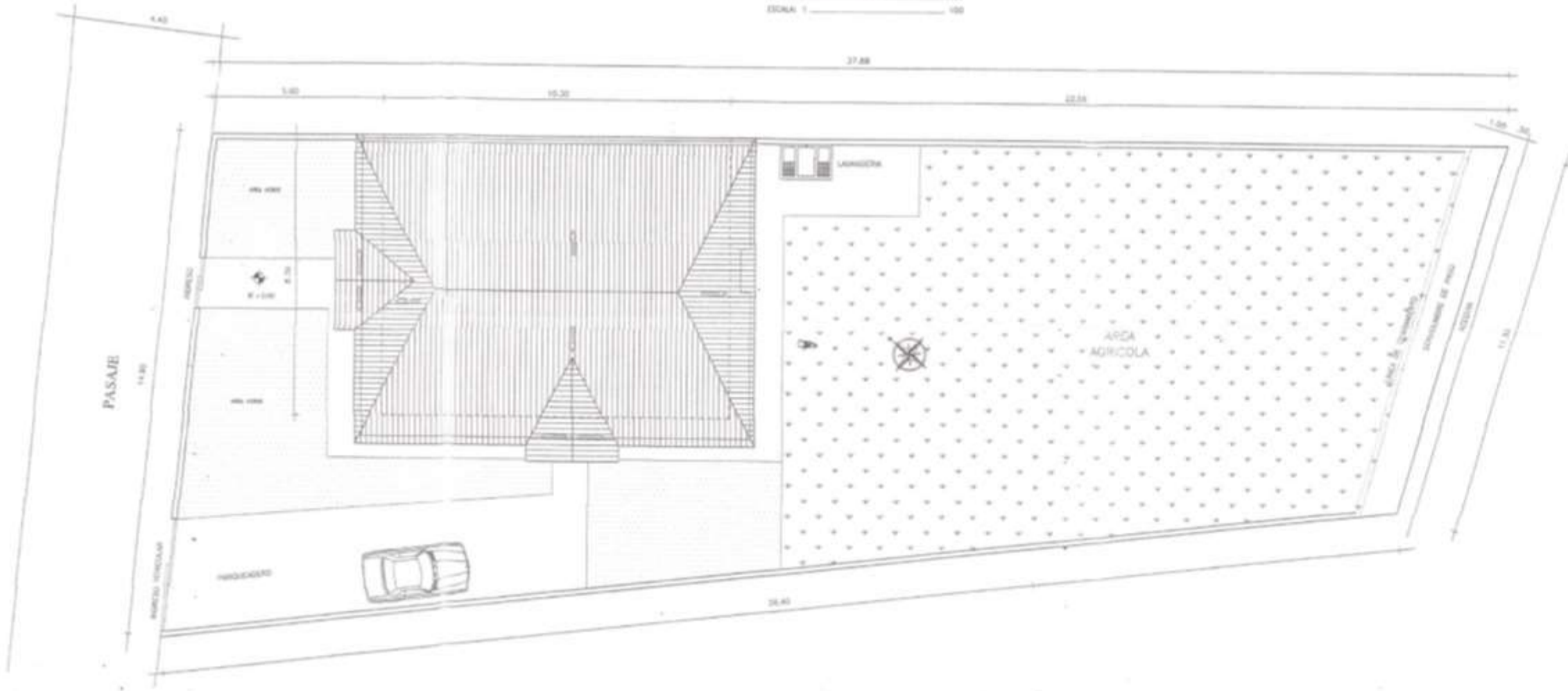
INSTALACIONES ELECTRICAS, SANITARIAS Y DE AGUA POTABLE



SIMBOLOGIA	
---	INSTALACION ELECTORICA
---	INSTALACION SANITARIA
---	INSTALACION DE AGUA POTABLE
---	...

CUADRO DE AREAS		
DETALLE	NIVEL	AREA M ²
PLANTA BAJA	+0.00	80.00
PLANTA ALTA	+2.80	100.00
TOTAL		180.00
COB EN PLANTA BAJA		18.00 S
COB TOTAL		36.14 S
AREA DEL LOTE		471.04 M ²

IMPLANTACION



RESIDENCIA DEL SR. LUIS ALFONSO GUAITA YANZAPANTA

PROYECTO: ...

FECHA: 14 JUL 2021

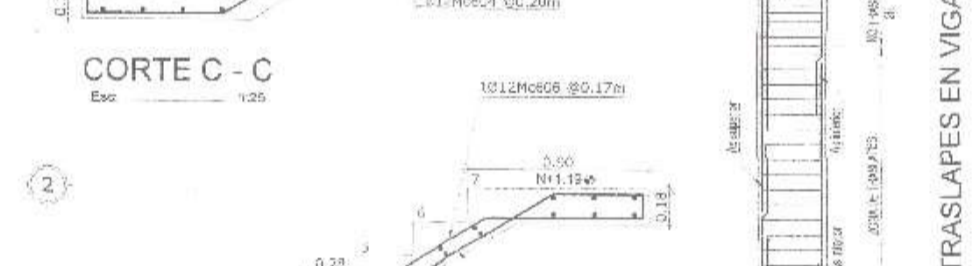
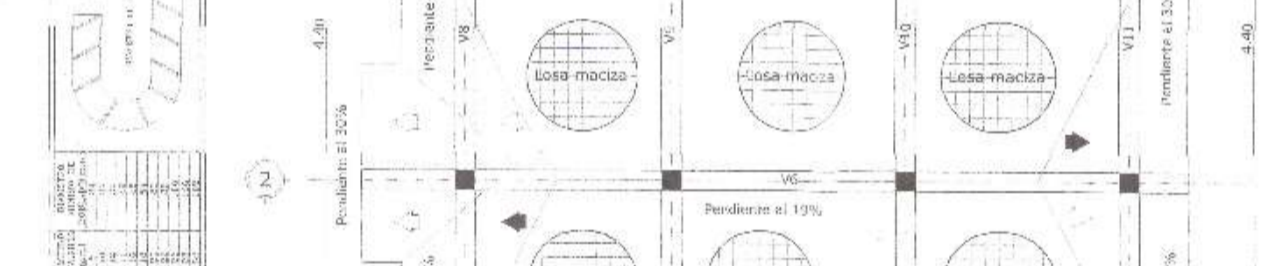
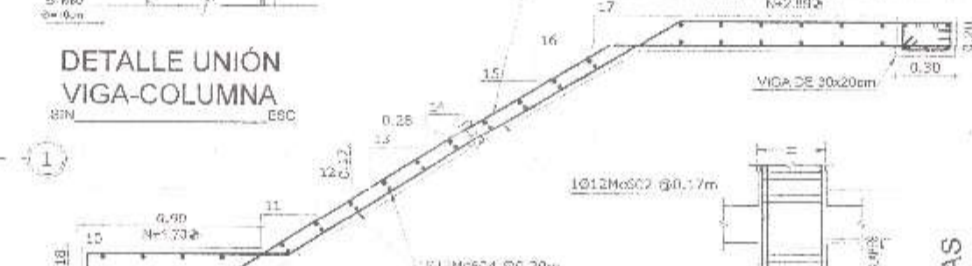
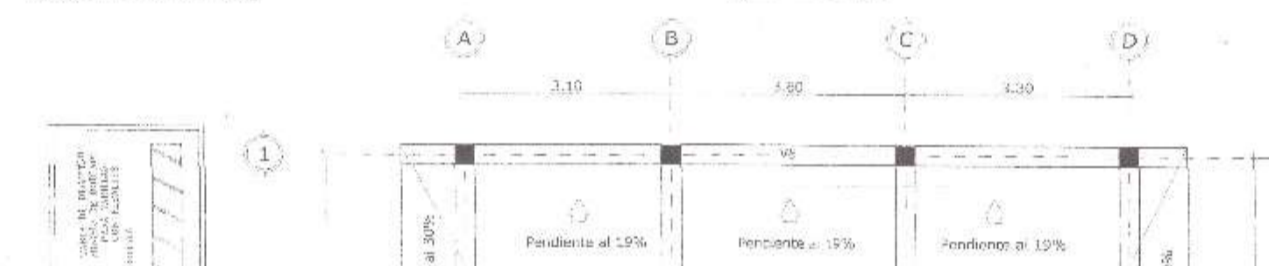
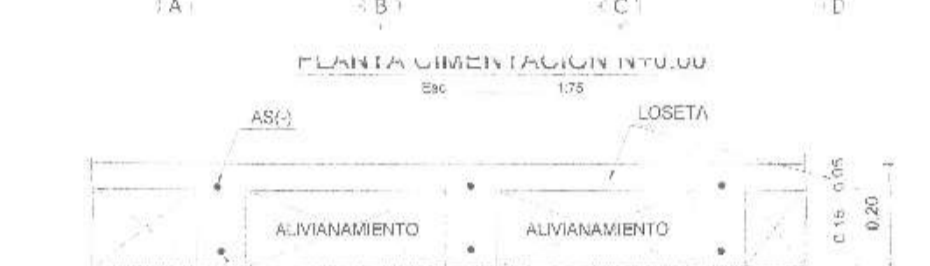
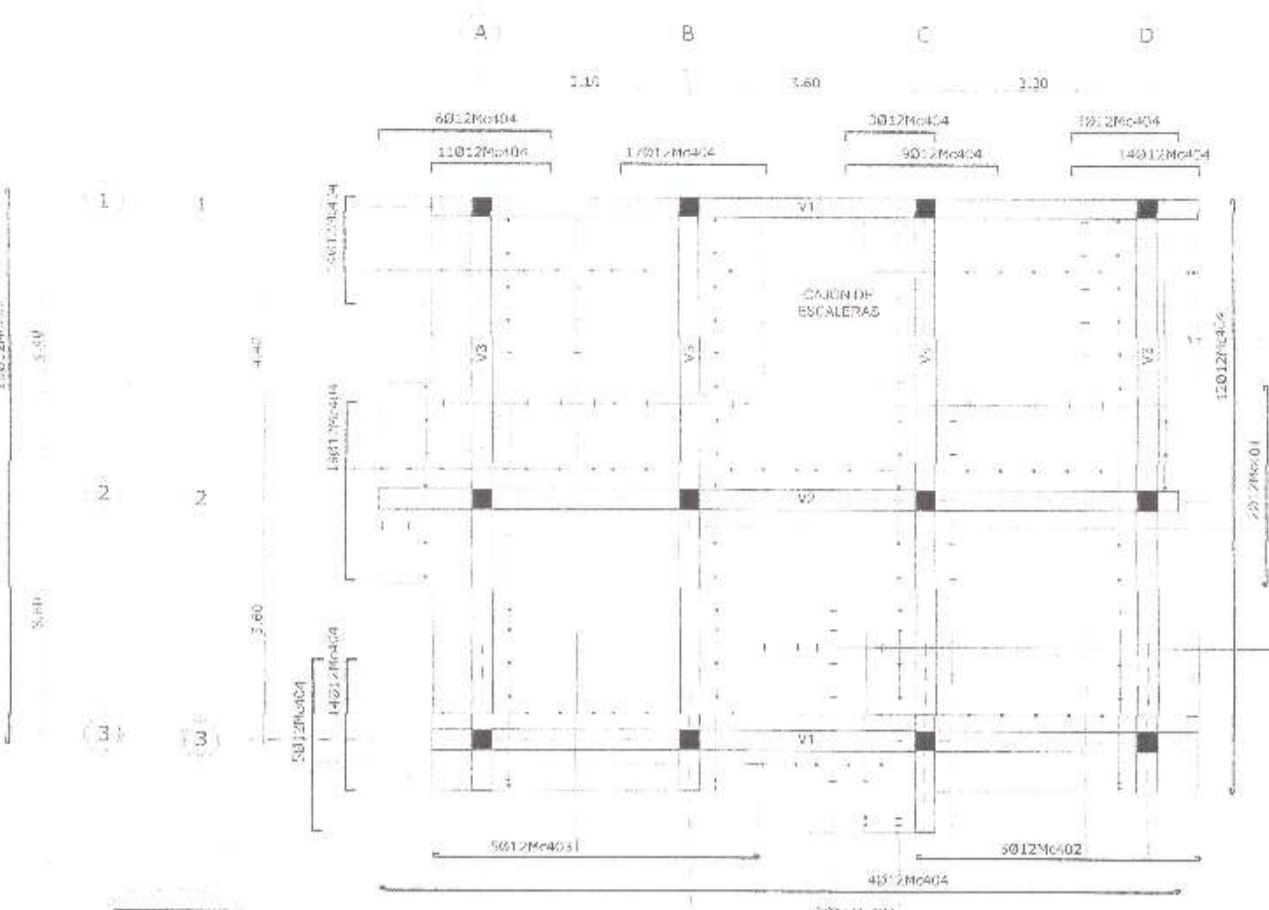
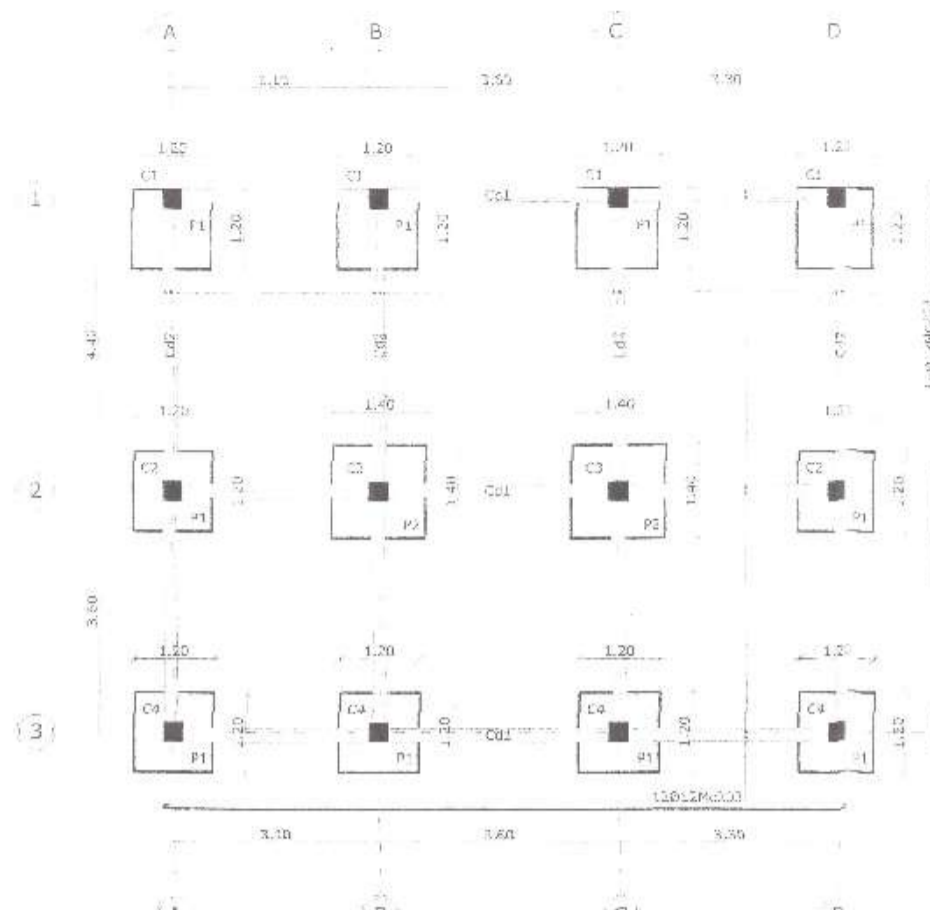
PROYECTISTA: ...

PROYECTO: ...

SECTOR	ESCALA	CONTIENE: PLANTAS - CORTE - FICHAS - IMPLANTACION	LABORA
UBICACION	...	INSTALACIONES ELECTRICAS Y SANITARIAS - UBICACION	1A
TEMA

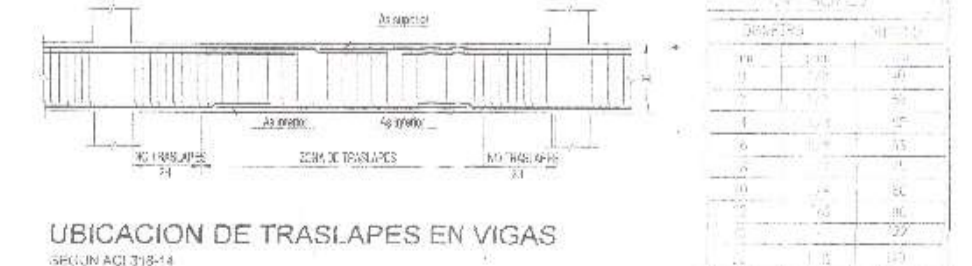
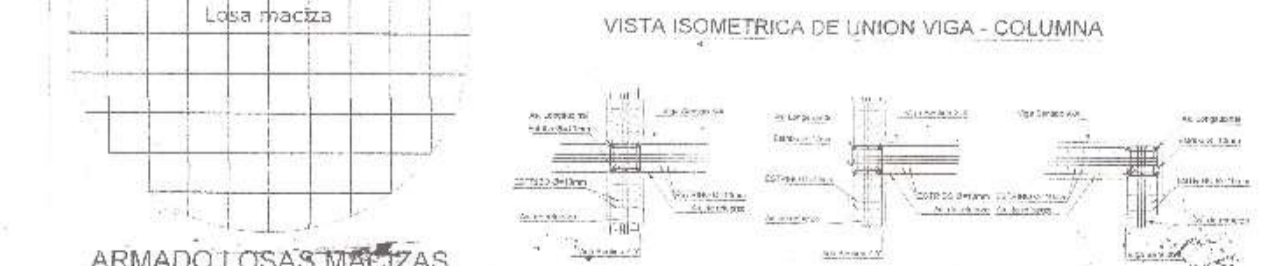
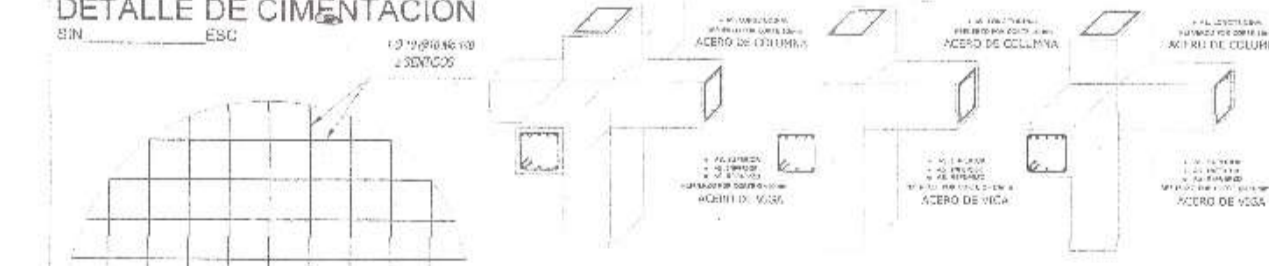
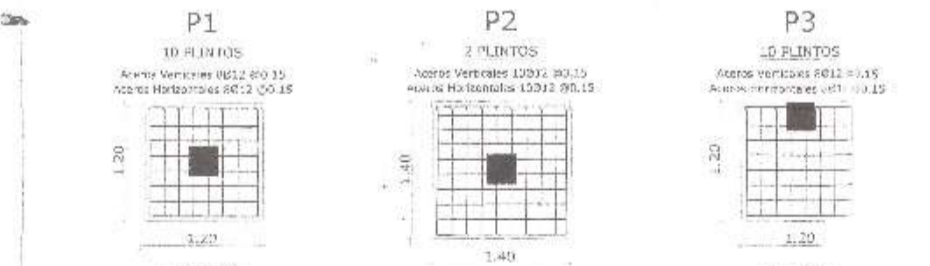
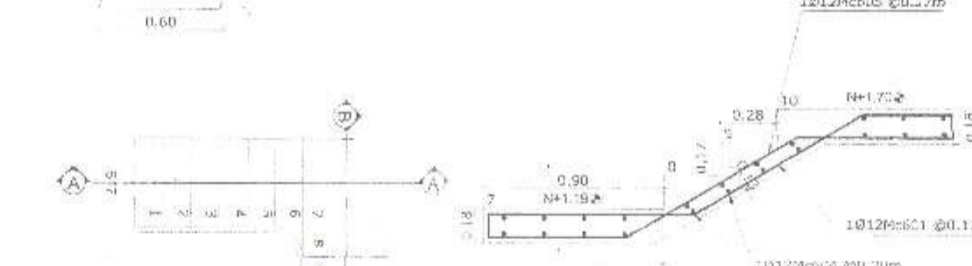
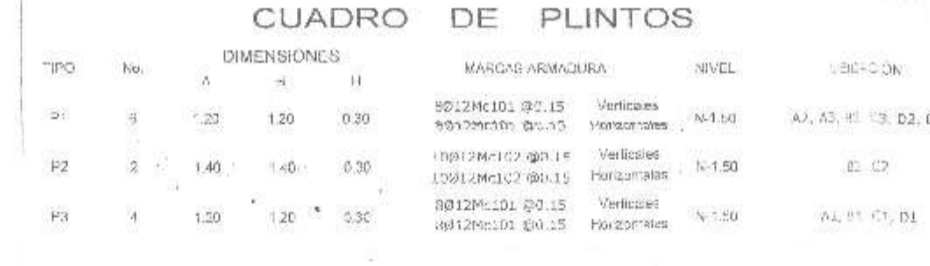
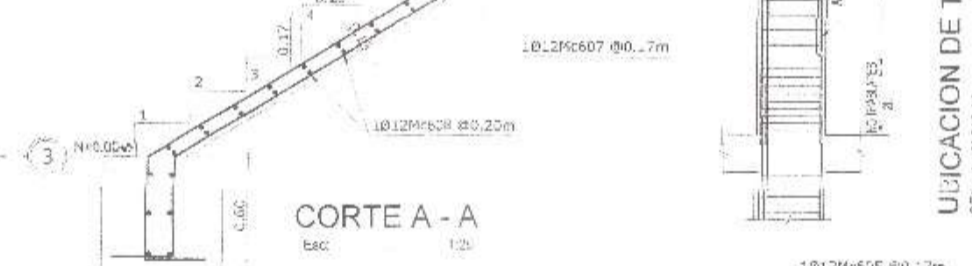
PROYECTO ESTRUCTURAL:
SR. LUIS ALFONSO GUAITA YANZAPANTA

CALCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL: Reservado: 1019-2218-2024/25 R.M.E.: 255	PROPIETARIO: SR. LUIS ALFONSO GUAITA YANZAPANTA	LAMINA: E1 E2
CONTENIDO: ORIENTACION CADENAS - CUADRO PLINTOS - LOSA ALIVIANADA - LOSA MACIZA - PLANTA DE ESCALERAS - PLANILLA DE ACEROS - PLAN DE LOSA MACIZA - PLAN DE LOSA ALIVIANADA		AREA DE CONSTRUCCION: - 65.89m ² - 136.96m ²
ESCALA: MEDICADAS	FECHA: JUNIO - 2023	AREA TOTAL: - 186.06m ²
DETALLE ESTRUCTURAL: Ing. DAVID I. TORRES G.	UBICACION DEL PROYECTO: AMBATO-ECUADOR	



CUADRO DE PLINTOS

TIPO	No.	DIMENSIONES			MARGEN ARMAZURA	NIVEL	UBICACION
P1	3	1.20	1.20	0.20	8012Mc101 @ 2.15 8012Mc101 @ 1.15	Verticales N+1.50	A1, A3, A5, C3, D2, D3
P2	2	1.40	1.40	0.30	10012Mc102 @ 0.15 10012Mc102 @ 0.15	Verticales N+1.50	E, D
P3	4	1.20	1.20	0.30	8012Mc101 @ 2.15 8012Mc101 @ 1.15	Verticales N+1.50	A1, A3, C1, C3, D1



PLANILLA DE ACEROS

No.	TIPO	Ø	No.	DIMENSIONES					Long. Univ.	Long. Total	Peso	Obs.
TIPO DE CIMENTACION												
101	E	12	180	1.10					200.00	1.20	150	170.0
201	O	10	1230	20.25	20.15				230.00	0.96	1190.8	716.5
202	I	12	16	8.50					230.00	8.46	125.36	120.2
203	I	12	12	10.30					230.00	10.40	125.52	111.5
LOSA ALIVIANADA												
401	W	12	1	3.05	0.30	1.30	4.35	3.30	9.50	3.5	3.4	
402	I	12	5	4.20					230.00	4.86	21.8	19.4
403	I	12	5	4.90					230.00	5.08	25.3	22.5
404	I	12	135	2.00					230.00	2.60	351	311.7
405	I	12	5	6.63					230.00	6.78	33.0	30.2
406	I	12	5	11.50					230.00	11.60	58.3	51.8
LOSA MACIZA												
440	RAMPA	10	14	11	11	11	11	11	11	11	11	11
ESCALERAS												
501	W	12	5	0.06	1.51	0.98	0.06	0.45	2.56	12.8	11.4	
502	W	12	6	3.26	1.51	2.29	0.04	1.35	1.82	24.09	21.4	
603	W	12	5	2.06	0.66	2.29	0.04	1.68	4.81	24.05	21.4	
604	I	12	11	1.84					230.78	2.42	74.4	66.1
605	W	12	5	2.06	0.66	0.98	0.06	0.78	2.58	12.8	11.4	
606	W	12	5	2.30	0.52	2.00	0.06	0.78	3.66	18.2	16.3	
607	W	12	5	0.30	0.51	2.24	0.06	0.45	3.86	17.8	15.8	
608	I	12	16	1.84					230.30	1.64	23.04	20.5

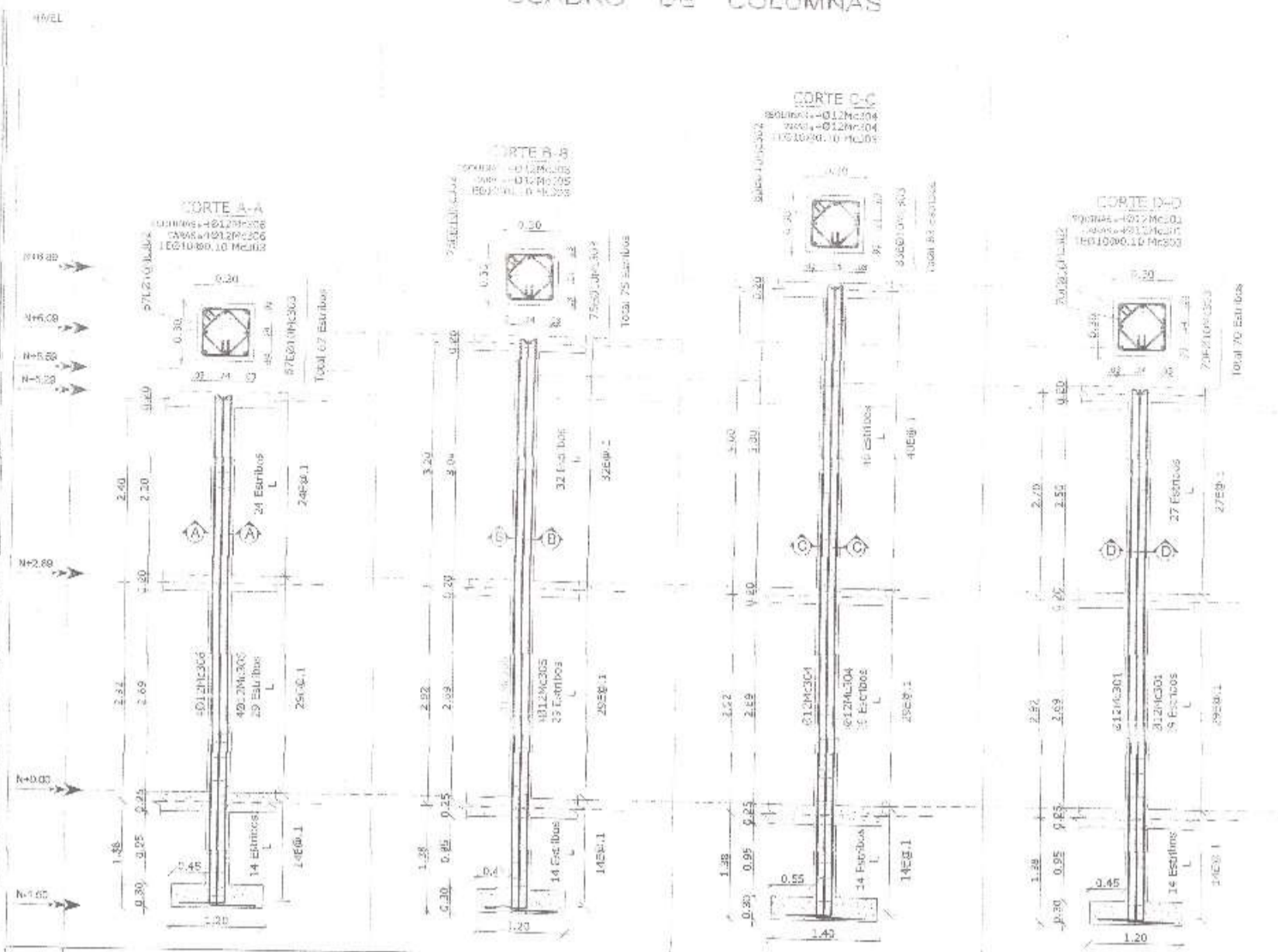
RESUMEN DE MATERIALES

NORMAS	ACERO	REFUERZO	ESPECIFICACIONES VIGENTES EN:			
Elemento	H.S.	H.C.	D	KG	QQ	- Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 - Código del ACI 318-14 - Documentos de proyectos MATERIALES - Acero de refuerzo fy = 4200 Kgr/cm ² - Capacidad de carga de suelo = 30 Ton/m ² - Resistencia Hormigon f'c = 210 Kgr/cm ²
Replanteo	1.30		8			
Plintos	0.50		16	739.55	17.00	
Cadenas	5.20	16.84	12	1079.02	24.00	
Columnas			14			
Losas	34.50		16			
Escaleras	3.00		16			
Vigas			20			
Muro			24			
Otro	1.00					
SUBTOTAL:				1959.37	41.00	

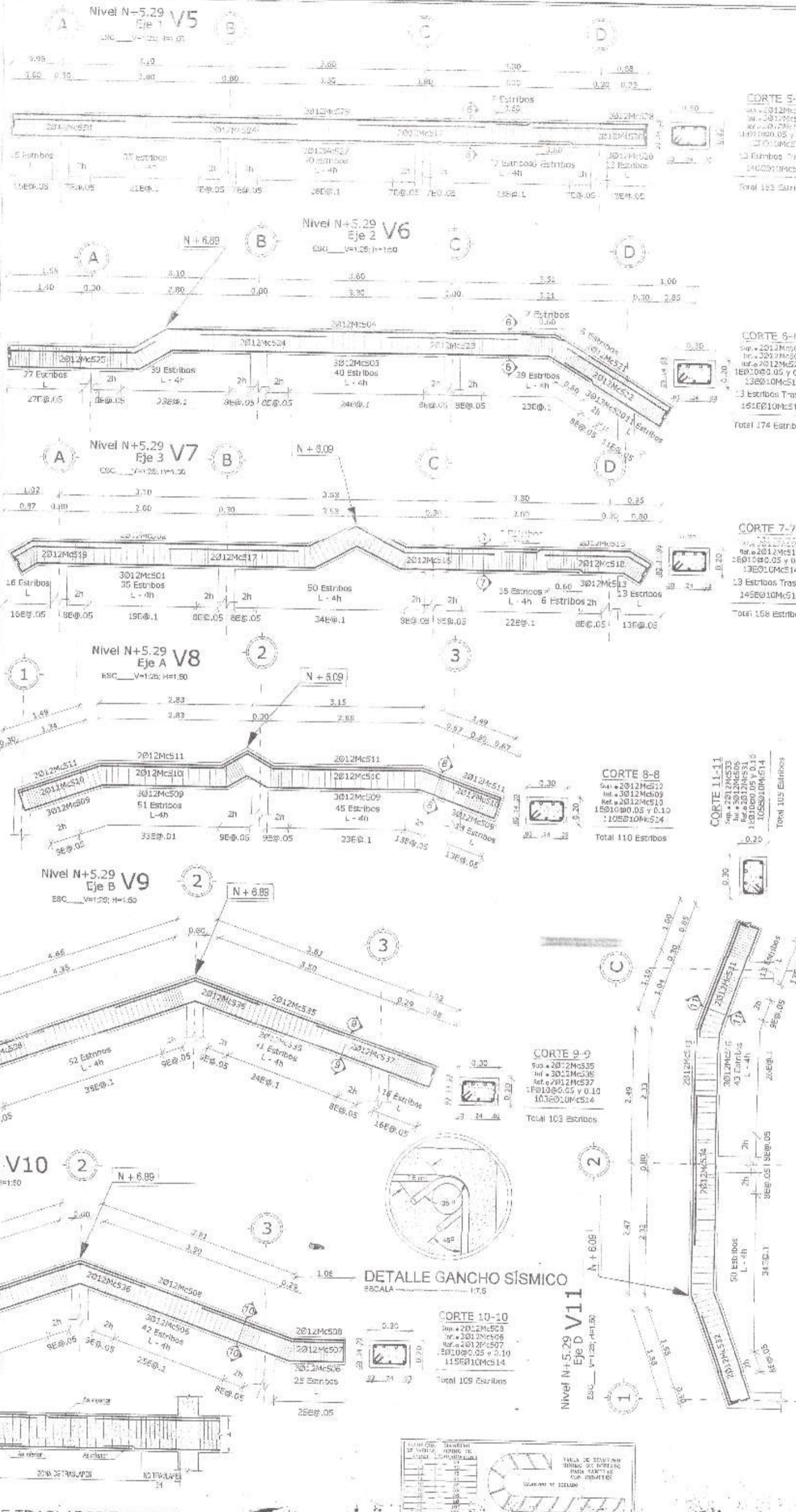
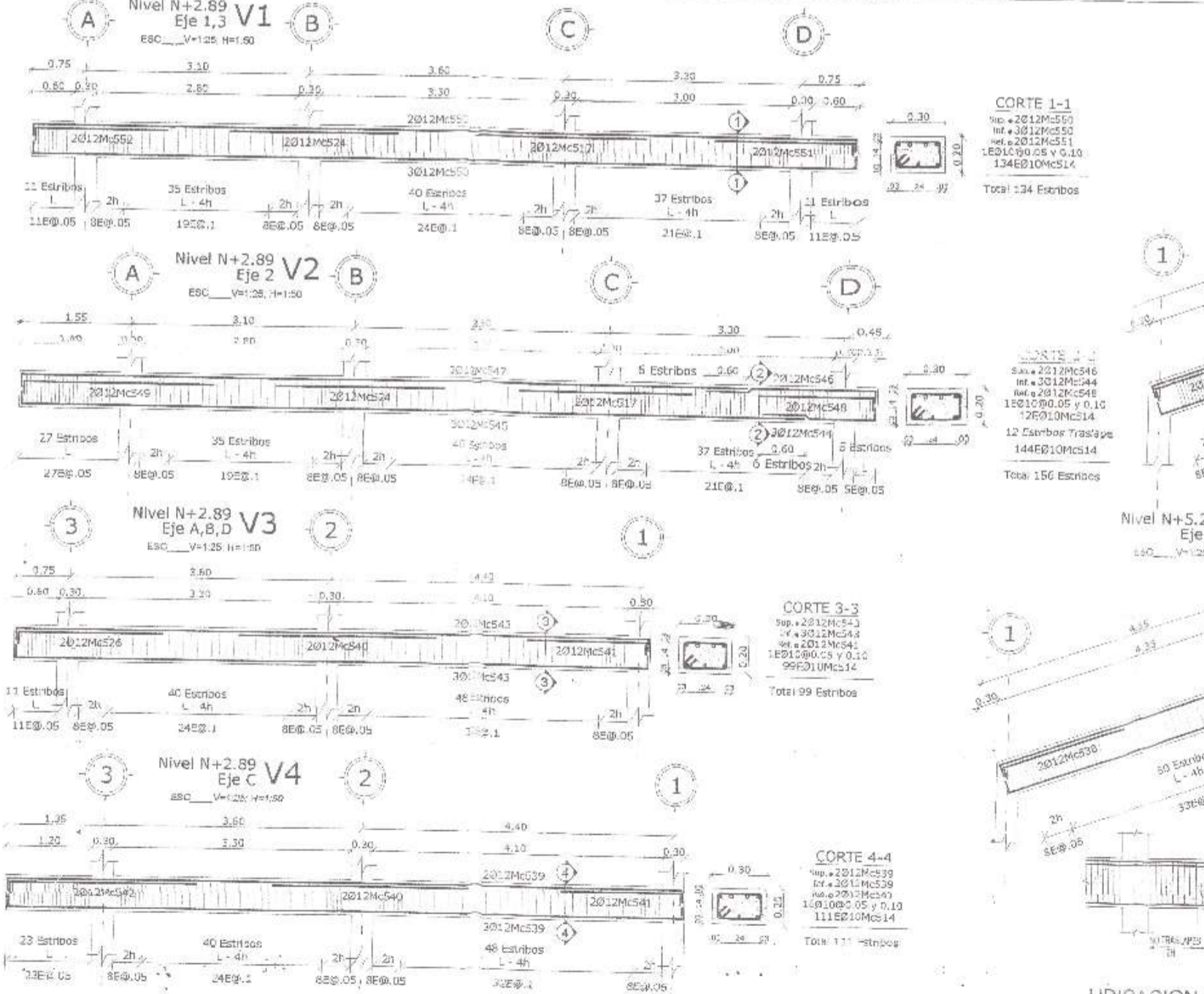


Sellos Municipales:

CUADRO DE COLUMNAS



TIPO	UBICACIÓN	SECCIÓN	No.	UBICACIÓN	SECCIÓN	No.
C1	A1, C1, C4	0.30	0.30	C2	A2, D2	0.30
	A1, C1, C4	0.30	0.30		A2, D2	0.30
	A1, C1, C4	0.30	0.30		A2, D2	0.30
	A1, C1, C4	0.30	0.30		A2, D2	0.30
C3	B2, C2	0.30	0.30	C4	A3, C3, C5, C8	0.30
	B2, C2	0.30	0.30		A3, C3, C5, C8	0.30
	B2, C2	0.30	0.30		A3, C3, C5, C8	0.30
	B2, C2	0.30	0.30		A3, C3, C5, C8	0.30



UBICACIÓN DE TRASLAPES EN VIGAS
SEGUN AC 318-14

ING. DAVID I. TORRES GARZÓN
CONSULTOR ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE
FORJA

PROYECTO ESTRUCTURAL:
SR. LUIS ALFONSO GAITA YANZAPANTA
E2
E2

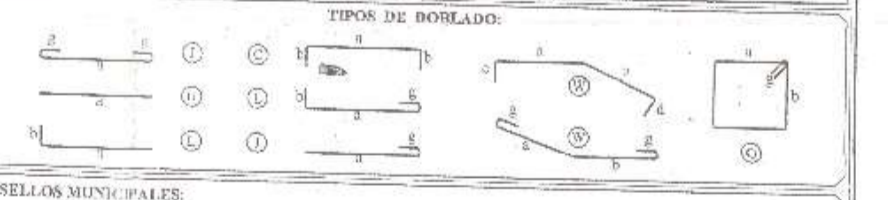
CONTENIDO:
- CUADRO DE COLUMNAS - VIGAS - PLAN DE ACEROS - DETALLES VARIOS
- AREA DE CONSTRUCCION: PLANTA PARA PLANTA ALTA
- ESCALA: INDICADAS
- FECHA: JUNIO 2021
- DETALLADO ESTRUCTURAL: Ing. DAVID I. TORRES G.
- UBICACION DEL PROYECTO: AMBA FUERZABOOR
- AREA TOTAL: 180.00m²

PLANILLA DE ACEROS

No.	TIPO	Long. (m)	Sección	Long. (m)	Peso (kg)	Observ.				
301	G	12	32	7.03	0.60	9.5	7.74	248.96	221.1	
302	O	10	864	200.18	200.18		200.06	0.88	740.32	469.1
303	O	10	864	200.24	200.24		200.06	1.12	967.68	597.1
304	G	12	14	8.33	0.52	4.10	8.28	232.46	137.4	
305	G	12	16	7.52	0.50	0.18	9.00	145.28	129.0	
306	G	12	32	5.79	3.89	0.18	7.48	233.28	112.6	
307	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
308	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
309	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
310	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
311	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
312	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
313	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
314	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
315	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
316	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
317	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
318	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
319	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
320	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
321	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
322	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
323	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
324	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
325	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
326	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
327	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
328	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
329	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
330	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
331	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
332	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
333	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
334	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
335	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
336	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
337	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
338	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
339	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
340	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
341	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
342	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
343	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
344	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
345	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
346	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
347	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
348	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
349	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
350	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
351	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7
352	W	12	2	1.17	1.76	0.17	1.01	10.07	56.42	53.7

RESUMEN DE MATERIALES

HORMIGONES	ACERO REFORZO	ESPECIFICACIONES VIGENTES EN:
Repasado	8	- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)
Pintado	10	- Código del ACI 318-14
Carreteras	12	- Documentos de proyecto
Columnas	14	MATERIALES
Losas	16	- Acero de refuerzo fy = 4200 Kg/cm ²
Vigas	18	- Capacidad portante Rd = 20 Toner
Muro	20	- Resistencia Hormigon f'c = 210 Kg/cm ²
Otros	24	
SUMAR:	22.00	3549.41



SELLOS MUNICIPALES: