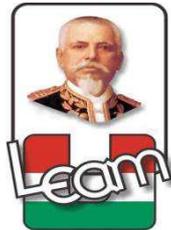


UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO” DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

TEMA:

**“ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES
ESCOLARES ESTÁNDARES TIPO COSTA CONSTRUIDAS A TRAVÉS DE LA
DINSE EN EL PERIODO 2008-2011”**

AUTORES

ADEMIR VICENTE MACÍAS MACÍAS

LILIANA ELIZABETH FRANCO BRIONES

DIRECTOR DE TESIS

ING. DARÍO PÁEZ CORNEJO, MSC.

MANTA - MANABÍ - ECUADOR

AÑO 2014

TEMA:

**“ANÁLISIS Y EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES
ESCOLARES ESTÁNDARES TIPO COSTA CONSTRUIDAS A TRAVÉS DE LA
DINSE EN EL PERIODO 2008-2011”**

AGRADECIMIENTO

A Dios, quien ha sido nuestra guía en este camino hacia la profesionalización. A nuestra prestigiosa Universidad Laica Eloy Alfaro Delgado, que a través de sus docentes y personal administrativo, nos ha brindado el apoyo necesario para terminar con éxitos esta etapa de nuestras vidas. A nuestros padres que con su esfuerzo nos han apoyado para que sigamos adelante. A nuestras familias quienes han sido nuestra mayor motivación para alcanzar esta meta profesional.

LOS AUTORES

DEDICATORIA

Dedico el resultado de este trabajo a Dios, a mi hija Camila Julliet Macias Loor, a mi madre, a mi familia, a la Srta. Julliet Loor, quienes han sido mi fuente de inspiración para alcanzar esta meta.

ADEMIR VICENTE MACÍAS MACÍAS.

DEDICATORIA

Este esfuerzo se lo dedico con todo mi amor en primer lugar a Dios, quien es el ser supremo que ha inspirado mi preparación académica. A mis padres, esposo, familia y amigos, quienes me han apoyado en todo lo necesario para alcanzar este sueño.

LILIANA ELIZABETH FRANCO BRIONES.

CERTIFICACIÓN

Certifico, que el presente trabajo de investigación, fue realizado en su totalidad por los Egresados de la Escuela de Ingeniería Civil, el Sr. ADEMIR VICENTE MACÍAS MACÍAS y la Sra. LILIANA ELIZABETH FRANCO BRIONES como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Manta, mayo del 2014

Ing. Darío Páez Cornejo, Msc.

DIRECTOR DE TESIS

RESPONSABILIDAD DEL AUTOR

La responsabilidad por los hechos, ideas y doctrinas expuestos en esta tesis, corresponden exclusivamente al autor, y el patrimonio intelectual de la tesis de grado corresponden a la Universidad laica “Eloy Alfaro” de Manabí.

Egdo. *Ademir Vicente Macías Macías*

Egdo. *Liliana Elizabeth Franco Briones*

RESUMEN

El desarrollo de esta investigación “Análisis y evaluación estructural de edificaciones escolares estándares tipo costa construidas a través de la DINSE en el periodo 2008-2011” se desarrolló en varias etapas investigativas y analíticas, en donde se realizaron inspecciones a las Unidades Educativas construidas por la DINSE en la provincia de Manabí, con el objeto de evaluar las fallas estructurales, por lo que dentro de los anexos se incluyó un cuadro detallando las fallas encontradas en dichas unidades.

En la siguiente etapa se procedió a efectuar un análisis estático lineal mediante el software aplicado ETABS, en el cual se pudo hacer una revisión de las derivas máximas de piso y de los períodos de la estructura basándonos en el Código Vigente de las Normas Ecuatorianas de Construcción (NEC -11).

Una vez realizado el análisis estático lineal, se procedió a desarrollar un análisis estático no lineal, conocido como “PUSHOVER”, utilizando el software antes mencionado. En este método se aplicó a las estructuras una distribución de carga lateral la cual se incrementó monotónicamente hasta que la estructura alcance su máximo desplazamiento.

Al finalizar la investigación mediante ese método se pudo determinar que las edificaciones escolares construidas por la DINSE tienen un buen desempeño para los sismos frecuentes y ocasionales, sin embargo tendrán daños en elementos no estructurales, pero sin llegar al colapso y para los sismos raros y muy raros las estructuras sufrirán daños significativos según los niveles de desempeño del ATC-40.

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO	PÁG.
INTRODUCCIÓN	
CAPÍTULO I	1
1. PROBLEMATIZACIÓN	3
1.1. Antecedentes del problema	3
1.2. Problema científico, objeto y campo de Investigación	3
1.2.1. Problema científico	5
1.2.2. Objeto	5
1.3. Campo de investigación	5
1.4. Objetivo general de la investigación	5
1.5. Objetivos específicos	5
1.6. Hipótesis	5
1.7. Variables	6
1.7.1. Variable independiente	6
1.7.2. Variable dependiente	6
1.8. Métodos, técnicas y procedimiento	6
1.8.1. Métodos	6
1.9. Técnicas	7
1.10. Procedimientos	7
CAPÍTULO II	
2. Marco teórico	12
2.1. Generalidades	12
2.2. Acciones gravitacionales	14

2.3.	Zonas sísmicas y factor de zona z.	14
2.4.	Perfil de suelo	14
2.5.	Tipos de perfiles de suelo	14
2.6.	Filosofía de diseño sismo resistente.	16
2.7.	Control de la deriva de piso.	16
2.8.	Análisis estático no lineal.	17
2.9.	Relación de momento curvatura.	17
2.10.	Método de espectro de capacidad (MEC)	20
2.11.	Rótula plástica	21
2.12.	Sismo de análisis y desempeño esperado en las edificaciones	22

CAPITULO III

3.	Procedimiento	24
3.1.	Recopilación de la información	24
3.2.	Estudio de suelo	25
3.2.1.	Propósito de la identificación y clasificación	25
3.2.2.	Descripción e identificación de los suelos	25
3.2.3.	Ensayos de campo	25
3.2.4.	Ensayos de laboratorio	26
3.2.5.	Resumen de registro estratigráfico	26
3.3.	Análisis estático lineal	28
3.3.1.	Análisis de carga muerta y carga viva	28
3.3.2.	Análisis de carga muerta	29
3.3.3.	Sobre cargas de uso (carga viva)	31
3.3.4.	Zonificación sísmica	31
3.3.5.	Coeficientes de amplificación dinámica de Perfiles de suelo f_a , F_d , f_s	32
3.3.6.	Tipo de uso, destino e importancia de la Estructura	32
3.3.7.	Período de vibración T	33

3.3.8.	Coeficiente de reducción de respuesta estructural	33
3.3.9.	Espectro elástico de diseño en aceleraciones	33
3.3.10.	Cortante basal	34
3.3.11.	Introducción al software (Etabs)	34
3.3.12.	Control de las derivas y el período de vibración de la estructura	39
3.4.	Análisis estático no lineal	41
3.4.1.	Curva de capacidad del bloque de 2 plantas y 3 plantas	44
3.4.2.	Modelo bilineal del bloque de dos y tres plantas	45
3.4.3.	Rótulas plásticas bloque de dos y tres plantas	46
3.4.4.	Espectro de capacidad del bloque de dos y tres plantas	47
CONCLUSIONES		49
RECOMENDACIONES		50
ANEXOS		51

INDICE ILUSTRATIVO

N° de Figura	Página
Figura 1: Modelos para el hormigón no confinado	18
Figura 2: Modelos para el acero	18
Figura 3: Diagrama momento curvatura	19
Figura 5: Espectro de demanda	21
Figura 6: Cálculo de carga muerta	29
Figura 7: Los equivalentes	30
Figura 8: Propiedades de los materiales	35
Figura 9: Secciones de los materiales	36
Figura 10: Losa equivalente	36
Figura 11: Estructuras modeladas	36
Figura 12: Estados de carga	37
Figura 13: Espectro sísmico elástico de aceleraciones	38
Figura 14: Deformación de las estructuras	38
Figura 15: Período de las estructuras	39
Figura 16: Derivas de las estructuras	39
Figura 17: Período de las estructuras	40
Figura 18: Período de las estructuras	40
Figura 19: Detalle de armado-vigas	41
Figura 20: Detalle de armado-columnas	42
Figura 21: Estado de carga-AENL	43
Figura 22: Mecanismos de rótulas plásticas	43
Figura 23: Curva de capacidad de las estructuras	44
Figura 24: Modelo bilineal	45
Figura 25: Rótulas plásticas	46
Figura 26: Espectro de capacidad de la estructura	48
Figura 27: Unidad educativa Manta	54
Figura 28: Unidad educativa Manta	54

Figura 29: Unidad educativa Pedro Fermín Cevallos	55
Figura 30: Unidad educativa Pedro Fermín Cevallos	55
Figura 31: Unidad educativa 5 de Junio	56
Figura 32: Unidad educativa 5 de Junio	56
Figura 33: Escuela Manuel Octavio Rivera	57
Figura 34: Escuela Manuel Octavio Rivera	57
Figura 35: Colegio Experimental 23 de Octubre	58
Figura 36: Colegio Experimental 23 de Octubre	58

INDICE DE TABLAS		Pagina
N° de Tabla		
Tabla 1: Sismo de Análisis y desempeño esperado en las edificaciones		22
Tabla 2: Límite de tamaños de los componentes		25
Tabla 3: Registro estratigráfico perforación 1 y 2		26
Tabla 4: Registro estratigráfico perforación 3		26
Tabla 5: Carga muerta en losa		29
Tabla 6: Carga muerta entrepiso		30
Tabla 7: Carga muerta en terraza		31
Tabla 8: Zonificación sísmica		31
Tabla 9: Resumen de evaluación a los Centros Educativos		53

INTRODUCCIÓN

Esta investigación tiene por finalidad realizar una evaluación estructural que determine el desempeño de las edificaciones escolares ante la presencia de un sismo basado en los niveles de desempeño del ATC-40, o si debe ser reforzada para alcanzar la resistencia y seguridad exigidas, en cumplimiento a lo establecido en los reglamentos y normas vigentes (NEC-11).

Luego se deberá desarrollar un análisis estructural de las edificaciones que permita determinar si ésta cumple con las derivas máximas y los periodos establecidos en las normas NEC, además de esto comprobar si existen daños provocados por varios agentes externos y así mismo realizar la comprobación digital del programa a utilizarse.

Estas estructuras están diseñadas a un mismo modelo estándar, tanto en infraestructura como en superestructura, utilizando los mismos espesores de material de mejoramiento bajo cimientos, lo q puede provocar hundimientos y daños en los elementos estructurales y no estructurales ya que se conoce que en el país los tipos de suelo son muy variables según su región.

Las edificaciones educativas tienen una gran importancia debido a la gran población estudiantil que acogen, además, se debe garantizar que estas obras permanezcan firmes ante la acción de un sismo, ya que pueden servir como alberges y lugar de concentración de damnificados.

Para esta investigación es necesario adquirir toda la información verídica posible para que los resultados obtenidos sean lo más real posible, entre esto están, los tipos de materiales, dimensiones de los elementos, aceros de refuerzo, entre otros, lo cual se puedo obtener gracias a los planos originales de las unidades educativas obtenidos en esta investigación.

CAPITULO 1

1. PROBLEMATIZACIÓN

CAPÍTULO I

1. PROBLEMATIZACIÓN

1.1. ANTECEDENTES DEL PROBLEMA

Las construcciones de obras civiles deben garantizar seguridad y confianza a los usuarios, para que el desarrollo integral de un país no sea afectado por fenómenos naturales, es por esta razón que toda edificación debe cumplir con un adecuado análisis estructural, en cualquier sitio en el que se encuentre, con mayor importancia en zonas de alto riesgo sísmico.

Muchos establecimientos educativos no poseen un diseño sismo resistente, por lo que es necesario realizar estudios de desempeño estructural, ya que si se ocasiona un colapso como consecuencia de un sismo, esto puede provocar la afectación de miles de jóvenes que se encuentren estudiando, considerando que una estructura no falla inmediatamente cuando las fuerzas sísmicas la alcanzan, la estructura colapsa cuando se alcanza su límite de deformación en los elementos estructurales que soportan las cargas, en el proyecto de tesis sobre Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas, abril 2006, autores: María Ángela Astorga Mendizábal, Rafael Aguilar Vélez.

Con la finalidad de lograr un desarrollo en cuanto a la infraestructura educativa, es necesaria la creación de un plan de protección, que permita la organización de información, de manera que se logre una representación cuantitativa, tanto de las condiciones locales de infraestructura geográfica como de la distribución geográfica. Simultáneamente al desarrollo de este plan, es importante también la organización de programas que propendan la reducción de vulnerabilidad de bajo costo para las edificaciones en mayor riesgo.

Así mismo en el trabajo realizado por Oscar López, Angelo Marinilli y Ricardo Bonilla en julio del 2010, Evaluación Sismo resistente de edificios escolares en

Venezuela, se determinó que “la información básica recopilada para los edificios escolares en el país es utilizada para estimar daños y pérdidas esperadas en eventos sísmicos futuros. Esto facilitará la toma de decisiones de las autoridades nacionales, regionales y locales, para el desarrollo de planes de prevención, reducción de riesgo y atención de emergencias” (Evaluación sismo resistente, 2010, p. 2).

En Manabí, la Coordinación Zonal de Educación N° 4, encargada en la construcción de los bloques de Aulas Tipo Costa se basa a un solo tipo de modelo estándar con los mismos estudios y diseños, siendo una situación preocupante por lo que el tipo de suelo no es el mismo en toda la provincia y esto puede afectar a la estructura, en el caso de que se propagara un evento sísmico de gran intensidad o por efectos de lluvias.

Cuando una estructura es sometida a un movimiento sísmico severo, como efecto esta estructura sufre daños controlados, sin colapsar, y disipa parte importante de la energía absorbida, es decir que permite que la estructura pueda salvarse de colapsar, de tal manera que se salvaguardan vidas humanas que se encuentran en su interior, lo que determina que un comportamiento sísmico adecuado de una estructura, no solo depende de su resistencia, sino de su capacidad de disipar energía.

Es importante determinar que absolutamente todas las edificaciones existentes o aquellas que ya han sido iniciadas, deben evaluadas estructuralmente, con el objetivo de establecer si la edificación cumple con todos los requisitos mínimos estructurales de seguridad y que sus resultados estén en concordancia con los diseños estructurales y de esta manera poder determinar la veracidad de lo construido.

1.2. PROBLEMA CIENTÍFICO, OBJETO Y CAMPO DE INVESTIGACIÓN

1.2.1. PROBLEMA CIENTÍFICO

Inadecuados estudios y diseños de edificaciones escolares estándares construidos a través de la DINSE.

1.2.2. OBJETO

Análisis estructural de las edificaciones escolares estándares tipo costa.

1.3. CAMPO DE INVESTIGACIÓN

Evaluación del desempeño estructural de las edificaciones escolares estándares tipo costa.

1.4. OBJETIVO GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN

Analizar y Evaluar las Edificaciones Escolares Estándares Tipo Costa Construidos por la DINSE en el periodo (2008-2011)

1.5. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Describir las condiciones actuales de la estructura.

Obtener los parámetros correctos para el análisis estructural según la normativa local.

Analizar los planos de diseño.

Aplicar metodologías para el análisis estructural.

Evaluación del desempeño estructural.

1.6. HIPÓTESIS

- Evaluación del desempeño estructural de las Edificaciones Escolares Estándares Tipo Costa que determine su capacidad para así prevenir posibles daños mayores a la estructura mediante reforzamiento estructural.

1.7. VARIABLES

1.7.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

Evaluación estructural

1.7.2. VARIABLE DEPENDIENTE

Reforzamiento estructural.

1.8. MÉTODOS, TÉCNICAS Y PROCEDIMIENTO

1.8.1. MÉTODOS

En la investigación predomina lo cuantitativo y está dada por la preferente utilización de los datos numéricos, con un enfoque normativo.

De conformidad con el tema propuesto, los métodos a aplicarse en la investigación son los siguientes: Exploratorio, Descriptivo, Explicativo, de Campo y Bibliográfico.

Exploratorio: Se aplica en el problema de investigación con el propósito de destacar los aspectos fundamentales de una problemática determinada y encontrar los procedimientos adecuados para elaborar una investigación posterior.

Descriptivo: Consiste en desarrollar una caracterización de las situaciones y eventos de cómo se manifiesta el objeto de investigación, ya que éste busca especificar las propiedades importantes del problema en cuestión, mide

independientemente los conceptos y también puede ofrecer la posibilidad de predicciones aunque sean muy rudimentarios.

Explicativo: Consiste en la comprobación de cómo se conectan las variables para buscar algún tipo de explicación del fenómeno que estudian, y para de ese modo contrastar o demostrar las hipótesis.

De campo: Es de vital importancia para efectos de la investigación, puesto que mediante el trabajo de campo se realizará una evaluación del estado actual de las edificaciones.

Bibliográfico: Este método permitirá desarrollar el marco teórico y conceptual de la investigación, teniendo como referencia las teorías de autores expertos en la materia y también teniendo como fundamento las Normas Ecuatorianas de Construcción.

1.9. TÉCNICAS

Las técnicas aplicadas serán de:

Observación: directa de datos obtenidos en el campo, el instrumento a utilizarse será Fichas, fotografías.

Encuesta: destinada a obtener datos de varias personas cuyas opiniones personales interesan al investigador y ayudaran a desarrollar eficientemente el trabajo de investigativo.

1.10. PROCEDIMIENTOS

Las edificaciones se analizan según normativa nacional vigente con ayuda de un software especializado en análisis y diseño estructural basando su análisis en el método de los elementos finitos.

“Todo diseño emplea el método de la resistencia última o diseño a la resistencia el mismo que dimensiona los elementos de concreto y la cantidad de acero de manera que sus resistencias sean capaces de soportar las fuerzas resultantes de

algunos estados de sobrecarga empleando cargas considerablemente mayores a las que se espera que actúen a lo largo de la vida útil de la estructura” (Carpio y Zavala, 2012, p. 25)

Además procura calcular la resistencia nominal de cada elemento en base al comportamiento inelástico de los materiales que lo conforman esta debido a que cuando las estructuras de concreto reforzado se presenten con cargas cercanas a las de la falla uno o los dos materiales (concreto y acero) estarán sin lugar a duda dentro de su rango inelástico no lineal.

La evaluación del desempeño estructural se realiza a través del estudio de las curvas de capacidad según sus principales etapas para cada una de las cuales se indica el orden de plastificaciones, tipologías de falla, deformaciones de entrepiso, corte de entrepiso y ductilidad.

Para la elaboración de este trabajo se desarrollaran una cierta cantidad de actividades las cuales se detallan a continuación:

- Observación y recopilación de datos de edificaciones escolares estándares tipo costa construidos a través de la coordinación zonal de educación n° 4. (Escuela Manuel Octavio Rivera–Montecristi, Colegio 5 de Junio – Manta, Colegio Nacional Olmedo–Portoviejo entre otras).
- Según el Código Técnico de la Edificación español, el cual contiene un documento básico de seguridad estructural, determina que: “La comprobación estructural del edificio requiere: determinar las situaciones de dimensionado que resulten determinantes; establecer las acciones que deben tenerse en cuenta y los modelos adecuados para la estructura; realizar el análisis estructural, adoptando métodos de cálculo adecuados a cada problema; verificar las situaciones de dimensionado correspondientes, que no se sobrepasan los estados límite” (2013, p. 54).

- Preparación de datos para la modelación en el programa utilizado.
- Análisis y comprobación en campo y oficina de las edificaciones existentes y parámetros estructurales.
- Evaluación de los resultados.

El Código Técnico de la Edificación español antes citado establece que: “La evaluación estructural de una edificación existente se realizará, normalmente, mediante una verificación cuantitativa de su capacidad portante y, en su caso, de su aptitud al servicio, teniendo en cuenta los procesos de deterioro posibles” (CTE, 2013, p. 55).

Y que para lograr aquello, se pueden adoptar procedimientos de evaluación por fases que “consideren las condiciones del edificio actual, definiendo cada una de las fases en función de las circunstancias y condiciones específicas de la misma tales como la observación de daños estructurales, el uso del edificio, y de los objetivos de la evaluación. En cada una de las fases se incrementa la precisión de las hipótesis para la evaluación, así como el grado de detalle de los métodos de análisis respecto de la fase anterior” (CTE, 2013, p. 54).

El documento básico de seguridad estructural contenido en el Código antes mencionado, establece que: “En edificaciones en los que no resulte posible o sea poco fiable una verificación cuantitativa, o cuando el edificio haya demostrado un comportamiento satisfactorio en el pasado, podrá realizarse una evaluación cualitativa de la capacidad portante y de la aptitud al servicio; y, en los casos en los que no resulte posible verificar una capacidad portante o una aptitud al servicio adecuada, el informe final debe contener también las recomendaciones necesarias sobre las medidas a adoptar” (CTE, 2013, p. 55).

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. GENERALIDADES

Las siguientes definiciones fueron tomadas del trabajo denominado “Cimentaciones” realizado por el Grupo de Ingeniería Gráfica y Simulación de la Universidad Politécnica de Madrid (2012).

Suelo: Agregado natural de granos minerales, con o sin componentes orgánicos, que pueden separarse por medios mecánicos comunes, tales como la agitación en el agua.

Agregado: Se emplea para designar una masa de suelo. Los agregados de suelo pueden definir textura, estructura, compacidad, consistencia y humedad.

Grava: Agregados sin cohesión de fragmentos granulares, poco o no alterados, de rocas y minerales, cuyos tamaños varían entre 5 y 80 mm.

Arena: Agregados sin cohesión, cuyos tamaños varían entre 0.08 y 5 mm.

Limos: Suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad y de tamaño comprendido entre 0.005 y 0.08 mm.

Arcillas: Son agregados de partículas pequeñísimas derivadas de la descomposición química de las rocas, son plásticas y el tamaño de sus partículas es menor a 0.005 mm

Granulometría: Distribución porcentual en masa de los distintos tamaños de partículas que constituyen una muestra de suelo.

Altura de piso: La distancia entre los diferentes niveles de piso de una estructura (NEC, Cap. 1, p. 5).

Base de la estructura: Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura (NEC, Cap. 1, p. 5).

Cortante basal de diseño: Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma (NEC, Cap. 1, p. 5).

Cortante de piso: Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado (NEC, Cap. 1, p. 5).

Deriva de piso: Desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura (NEC, Cap. 1, p. 5).

Edificaciones esenciales: Aquellas estructuras que deben permanecer operativas luego de un terremoto para atender emergencias (NEC, Cap. 1, p. 5).

Estructura: Conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación (NEC, Cap. 1, p. 6).

Fuerzas sísmicas de diseño: Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de esta norma (NEC, Cap. 1, p. 6).

Sismo de diseño: Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años, determinado bien a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico (NEC, Cap. 1, p. 7).

2.2. ACCIONES GRAVITACIONALES

Carga permanente (CARGA MUERTA). Las cargas permanentes están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura (NEC, Cap. 1, p. 4).

Sobrecarga (CARGA VIVA). Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras (NEC, Cap. 1, p. 5).

2.3. ZONAS SÍSMICAS Y FACTOR DE ZONA Z.

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo el mapa de la Norma NEC. El valor de Z de cada zona representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta (NEC, Cap. 2, p. 9).

2.4. PERFIL DE SUELO

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse en base a los perfiles de suelo, independientemente del tipo de cimentación. La identificación del perfil se realiza a partir de la superficie natural del terreno, inclusive en el caso de edificios con sótanos. Para edificios en ladera, el ingeniero geotécnico evaluará la condición más crítica para la edificación (NEC, Cap. 2, p. 35).

2.5. TIPOS DE PERFILES DE SUELO

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla de la NEC, los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. (NEC, Cap. 2)

A.- Perfil de roca competente.

B.- Perfil de roca de rigidez media o Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante.

C.- Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios

D.- Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.

E.- Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas

F.- Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan 5 subclases:

F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.

F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).

F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)

F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)

F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.

F6—Rellenos colocados sin control ingenieril (NEC, Cap. 2, p. 35).

2.6. FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMO RESISTENTE

Para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

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

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

Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes (NEC, Cap. 2, p. 35).

2.7. CONTROL DE LA DERIVA DE PISO

El daño estructural se correlaciona mejor con el desplazamiento que con la resistencia lateral desarrollada. Excesivas deformaciones han ocasionado ingentes pérdidas por daños a elementos estructurales y no estructurales. El

diseñador debe comprobar que su estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. Por lo tanto, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas, ΔM , se presentan en la Tabla 2.8 de las normas NEC, los cuales deben satisfacerse en todas las columnas del edificio (NEC, Cap. 2, p. 47).

2.8. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

“El AENL consiste en que primero actúan las cargas gravitacionales en la estructura produciéndose las primeras deformaciones, luego pasan a actuar las cargas laterales que se incrementan, paso a paso, en una dirección hasta que se forma la primera rótula plástica y se presenta una redistribución de rigidez de la estructura, y así prosigue un proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente. De igual manera sucede con las cargas laterales en la otra dirección.” (Aguiar, 2008, p. 45).

Es decir, AENL consiste en tres análisis, uno por carga gravitacional y dos por cargas laterales en ambas direcciones. Así se obtiene una gráfica, que muestra dónde se forman las rótulas plásticas en las estructuras, y dos curvas (curvas pushover) que muestran el corte basal V , relacionado con el desplazamiento en el nivel superior.

2.9. RELACIÓN MOMENTO CURVATURA

Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación momento curvatura $M-\theta$, de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura $U\theta$, la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño (Aguiar, 2008, p. 46).

Según lo expuesto por el autor citado, el diagrama $M-\varnothing$ depende de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del hormigón y del acero.

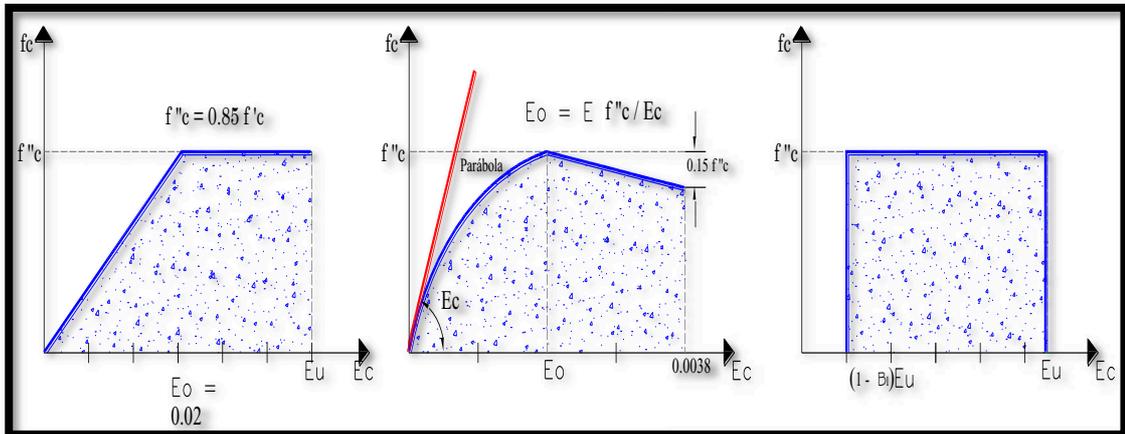


Figura 1: Modelos para el hormigón no confinado
Fuente: NEC, Capítulo 2

En la figura 1 se encuentran los diferentes modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del hormigón.

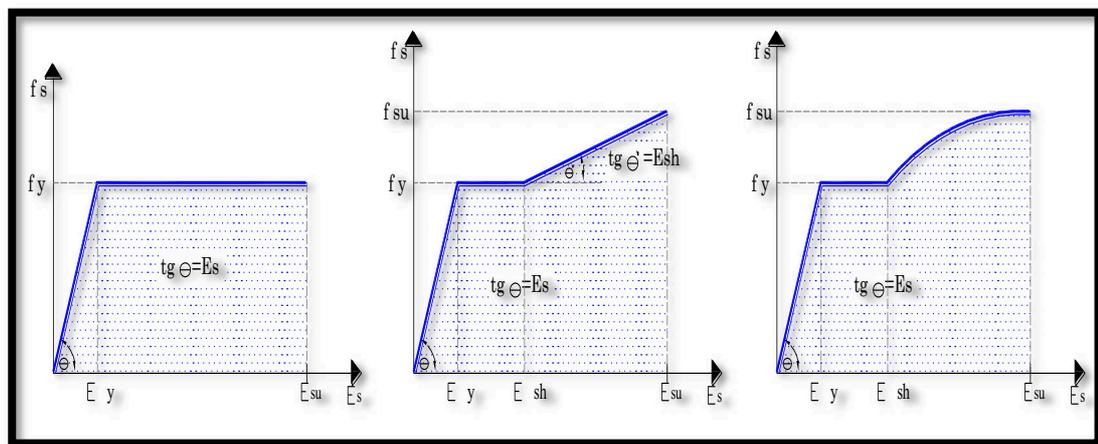


Figura 2: Modelos para el acero
Fuente: NEC, Capítulo 2

En la figura 2 se encuentran los diferentes modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del acero.

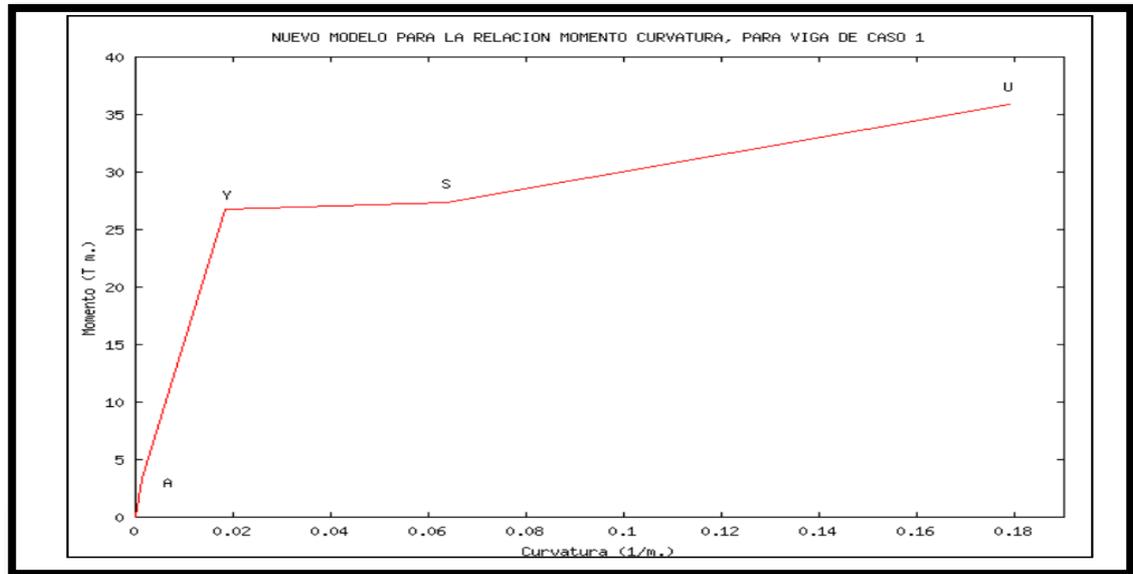


Figura 3: Diagrama momento curvatura

Fuente: NEC, Capítulo 2

- El punto A, se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a la tracción, por falla local empiezan aparecer las primeras grietas. En la figura se aprecia que la capacidad a flexión correspondiente al punto A es muy baja por este motivo muchas veces se le ignora, incluso en varios estudios se le considera a este punto como el comienzo del rango elástico.
- El punto Y, se determina cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia, definido por un esfuerzo f_y , y una deformación ϵ_y
- El punto S, se obtiene cuando el acero a tracción se encuentra al inicio de la zona de endurecimiento, es decir al final de la plataforma de fluencia, en el modelo trilineal del acero, se tendría este punto en la deformación ϵ_{sh} .
- El punto U, se halla cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil a compresión ϵ_u . No es la falla de la sección del elemento. Existe otro punto adicional que tiene una menor capacidad a flexión y mayor deformación que corresponde al colapso, este punto de fallo F más interesa para evaluar daño,

Aguiar y Barbat (1997). Pero para fines prácticos los cuatros puntos indicados son los más importantes (Aguiar, 2008, p.10).

El diagrama de momento curvatura que consta en la figura 3 indica los puntos que determinan los esfuerzos máximos de los materiales de la estructura tanto acero y hormigón llegan, por lo que los autores citados resaltan la importancia de los cuatro puntos en mención.

2.10. MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD (MEC)

Se aplica el Método de Espectro de Capacidad para encontrar el punto de demanda de una estructura que puede estar situada en las zonas de mayor peligrosidad sísmica de Venezuela, Colombia, Ecuador, Perú, Chile y Argentina. Se determina el punto de demanda para cuatro espectros de riesgo sísmico uniforme denominados frecuente, ocasional, raro y muy raro, con una probabilidad de excedencia del 50%, 50% 10% y 10% respectivamente.

Por otra parte, se indican varios estudios realizados para encontrar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, con los cuales se obtienen los espectros inelásticos que se utiliza para determinar el punto de demanda de una estructura que va trabajar en el rango no lineal.

Este método fue propuesto inicialmente por Freeman (1975) y luego fue olvidado, en la última década nuevamente se la ha vuelto a utilizar con una serie de modificaciones. El ATC-40 en 1996 presento tres procedimientos de cálculo con este método los mismos que han sido criticados por otros investigadores quienes han presentado nuevas propuestas a este método que tiene una gran ventaja sobre los otros métodos y es que en un solo gráfico se puede visualizar el probable comportamiento de la estructura ante un sismo dado.

En la figura se presenta un espectro de demanda para un sismo determinado y a la izquierda se tiene una estructura sin diseño sísmico cuyo espectro de

capacidad se encuentra muy distante del espectro demanda en consecuencia va a tener gran daño. Por el contrario la estructura de la derecha de la figura tiene mayor espectro de capacidad y tendrá un mejor comportamiento sísmico. Mientras más alejado se encuentre el espectro de capacidad del espectro de demanda mayor será el daño que se espera.

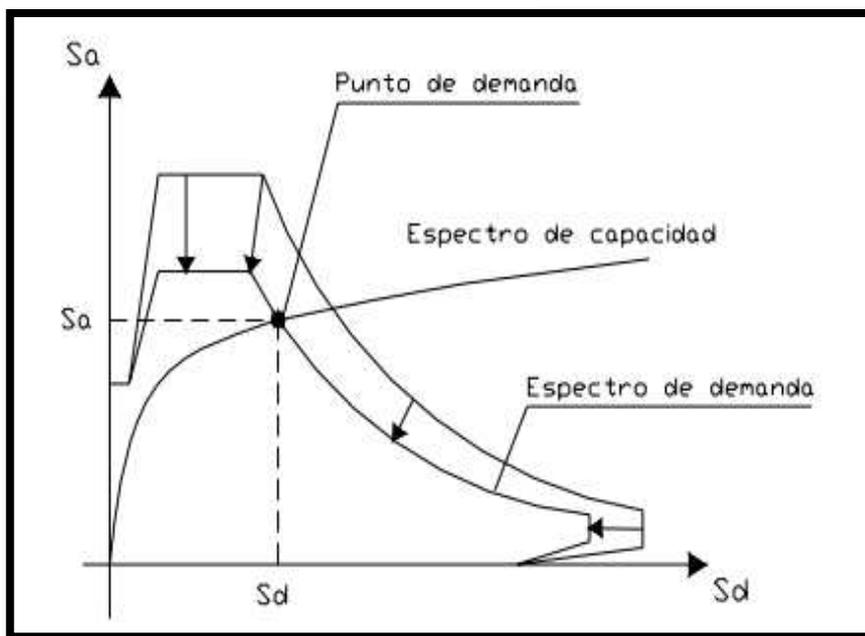


Figura 4: Espectro de capacidad
Fuente: Aguiar, 2008.

Este método se describe en un solo gráfico el Espectro de Capacidad y el espectro de Demanda, como se aprecia en la figura 4. “El punto de cruce de los dos espectros determina el Punto de Demanda” (Aguiar, 2008, p. 55).

De tal manera este método será el escogido para evaluar las edificaciones escolares, el cual se detallaran con más exactitud en capítulos posteriores.

2.11. RÓTULA PLÁSTICA

“Una rótula plástica es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de una columna, de manera rígida. En la teoría estructural, la rótula plástica se usa para describir la deformación de una sección en una viga donde se produce la flexión de plástico” (Aguilar, 2008).

Cuando las secciones sobrepasan su momento de fluencia se originan en los extremos de los elementos estructurales deformaciones inelásticas que se nombran rotulas plásticas (Rodríguez, 2005).

2.12. SISMO DE ANÁLISIS Y DESEMPEÑO ESPERADO EN LAS EDIFICACIONES

SISMO DE ANÁLISIS	OPERACIONAL	INMEDIATAMENTE OCUPACIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	PREVENCIÓN DE COLAPSO
Frecuente	◇			
Ocasional	●	◇		
Raro	○	●	◇	
Muy Raro		○	●	◇

Tabla 1: Sismo de Análisis y desempeño esperado en las edificaciones.
Fuente: Aguiar, 2008.

- ◇ Edificaciones básicas, como residencias y oficinas.
- Edificaciones esenciales como hospitales, destacamentos militares, bomberos, etc.
- Edificaciones de seguridad crítica.

La visión a futuro de diseño sísmico de estructuras, consiste en verificar el desempeño en términos estructurales y económicos que va a tener la edificación para cada uno de los sismos indicados. Esta verificación se la realiza sobre la

base de las distorsiones máximas permitidas, en base al grado de daño local y global de la estructura y en base al índice de desempeño (Aguar, 2008, p. 26).

Es claro que la verificación de desempeño es una variable importante según lo expuesto por el autor, que además de determinar el daño en los elementos estructurales y no estructurales también permite cuantificar los costos en reparación.

CAPÍTULO III

PROCEDIMIENTO

CAPÍTULO III

3. PROCEDIMIENTO

3.1. RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN

En la etapa inicial de esta investigación fue determinar la ubicación de varios bloques escolares construidos a través de la DINSE en la provincia de Manabí y realizar su respectivo reconocimiento, de las inspecciones realizadas se tomaron 12 bloques entre ellos de 1, 2 y 3 plantas los cuales se hicieron una evaluación visual tanto de los elementos estructurales como los no estructurales.

De la evaluación los bloques escolares en las diferentes unidades educativas se encuentran resumidos en el **anexo 1** determinando los aspectos más resaltantes.

Las características generales de los bloques en estudio, tanto del bloque de 2 y 3 plantas, son las siguientes:

- Las estructuras son de pórticos ortogonales de hormigón armado con losas alivianadas de hormigón de 20cm en dos direcciones.
- Las propiedades de los materiales son: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Las secciones de las vigas y columnas de los bloques de 2 plantas son las siguientes: Columnas de 45x45 cm, Vigas sentido X de 20x50 cm, Vigas sentido Y de 30x50 cm.
- Las secciones de las vigas y columnas de los bloques de 3 plantas son las siguientes: Columnas de 60x60 cm, Vigas sentido X de 20x50 cm y Vigas sentido Y 30x50 cm.

Con la información obtenida de las estructuras se plantea realizar el análisis estructural mediante el software ETABS y las normas ecuatorianas de construcción **NEC** las cuales ya se encuentran aprobadas.

3.2. ESTUDIO DE SUELO

3.2.1. PROPÓSITO DE LA IDENTIFICACIÓN Y CLASIFICACIÓN

Para realizar un correcto análisis estructural es necesario saber cuáles son los materiales que están presentes y las propiedades que estos poseen ya que el nuevo código es muy riguroso es lo que refiere a los estudios de suelo y presentan varios parámetros que ya serán analizados.

3.2.2. DESCRIPCIÓN E IDENTIFICACIÓN DE LOS SUELOS

Los términos para describir los tipos de y sus tamaños promedio son los siguientes:

SUELOS	TAMAÑO (mm)
Grava	Mayor de 4.75
Arena gruesa	de 4.75 a 2.00
Arena media	de 2.00 a 0.425
Arena fina	de 0.425 a 0.075
Finos(mezcla de limo y arcillas)	Menores de 0.075

Tabla 2: Límite de tamaños de los componentes
Fuente: Clasificación ASTM

3.2.3. ENSAYOS DE CAMPO

El ensayo de campo fue el de penetración estándar, se realizaron tres perforaciones, con las cuales se pudo recoger muestras de suelo para luego analizarlas en laboratorio, la profundidad de las tres perforaciones fue de 2.5 a 4.0 metros.

3.2.4. ENSAYOS DE LABORATORIO

Luego de haber tomado las muestras de suelos de las perforaciones realizadas se procedió a realizar los respectivos ensayos de laboratorio que tienen como propósito clasificar e identificar los materiales que conforman el suelo así como su identificación manual y visual.

Los ensayos realizados en el laboratorio son los siguientes: granulometría, contenido de humedad, límites de consistencia: límite líquido, límite plástico.

3.2.5. RESUMEN DE REGISTRO ESTRATIGRÁFICO

PERFORACIÓN: #1
 COTA DE REFERENCIA: N=GPS
 COTA DE LA BOCA DE LA PERFORACIÓN: N= 45,50
 NIVEL FREÁTICO: N= -

MUESTRA #	PROFUNDIDAD m.	GRANULOMETRIA % QUE PASA				LIMITES DE ATTERBERG		CLASIFI S.U.C.S.	% W	& Peso T/m3.	N = Golpes./ pie.
		# 4	#10	#40	#200	LL	I.P				
P-1-1	0.00 - 0.50	100,00	99,89	98,09	59,06	36,06	12,73	CL	12,04		1m/12
P-1-2	0,50 - 1.20	84,76	82,49	78,21	28,26	22,30	6,58	SC	8,77		2m/13
P-1-3	1.20 - 2.50	92,22	87,76	70,37	10,34	-	NP	SP-SM	3,45	1,77	3m/15,
P-1-4	2.50 - 4.00	71,43	59,66	44,89	17,57	-	NP	SM	8,21	1,67	4,5m/19

Tabla 3: Registro estratigráfico perforación 1 y 2

Elaborado por: Autores.

PERFORACIÓN: #3
 COTA DE REFERENCIA: N=GPS
 COTA DE LA BOCA DE LA PERFORACIÓN: N= 45,50
 NIVEL FREÁTICO: N= -

MUESTRA #	PROFUNDIDAD m.	GRANULOMETRIA % QUE PASA				LIMITES DE ATTERBERG		CLASIFI S.U.C.S.	% W	& Peso T/m3.	N = Golpes./ pie.
		# 4	#10	#40	#200	LL	I.P				
P-3-1	0,00 - 0,30	100,00	99,95	98,53	68,27	-	NP	ML	5,25		
P-3-2	0,30 - 0,80	100,00	99,94	98,21	54,80	36,71	13,18	CL	12,76		1m/11
P-3-3	0,80 - 1,60	99,16	99,33	96,90	11,06	-	NP	SP-SM	4,06		2m/20
P-3-4	1,60 - 1,80	80,21	63,17	49,83	17,09	-	NP	SM	8,12		3m/34
P-3-5	1,80 - 4,00	93,11	87,71	80,20	10,14	-	NP	SP-SM	8,03		4.5m/42

Tabla 4: Registro estratigráfico perforación 3

Elaborado por: Autores.

CL: Mezcla de arcilla y arena, mediana plasticidad.

SC: Arena arcillosa, baja plasticidad, compacidad media.

SP-SM: Arena limosa de graduación pobre, no plástica, compacidad media.

SM: Arena limosa (gravosa), no plástica, compacidad media.

En el análisis realizado se ha determinado las condiciones técnicas del subsuelo, por lo que teniendo en cuenta el tipo de estructura, se realizaron tres perforaciones de 4 m. de profundidad cada una, realizadas en el Colegio Técnico Nacional Manta en el Bloque 1, 2 y 3.

En cada una de las perforaciones se efectuaron ensayo de penetración estándar, cada metro de avance de profundidad y que consiste en contar el número de golpes (N) que se requiere para hincar el tubo saca muestra 30 cm. (después de penetrar 15 cm.) en el terreno, con un peso de 140 lbs. y una altura de caída libre de 75 cm. determinando así el grado de compacidad y consistencia del suelo.

De cada una de estas pruebas in situ se recuperó la muestra de suelo respectiva que fue sometida a ensayos clasificatorios en el laboratorio, a partir de las propiedades índices (humedad natural, granulometría y límites de Atterberg).

Mediante el análisis de los resultados obtenidos en laboratorio y de la información obtenida en el campo, se deduce que el subsuelo en cuestión es perfectamente determinante.

En el sector donde se encuentra el bloque educativo, el subsuelo está compuesto por una primera capa de espesor de 0.50 m. y corresponde a una mezcla de arcilla y arena, de mediana plasticidad y de consistencia media.

En una profundidad de entre 1.00 y 1.20 m. se encuentra arena arcillosa, de baja plasticidad y de compacidad media.

Por último en profundidad explorada de 4.00 m. se tiene la presencia de arenas limosas, no plásticas y de compacidad media.

En el área donde está ubicado el segundo bloque escolar, el subsuelo está compuesto por un limo inorgánico (talco), no plástico y con un espesor de 0.30 m. Seguidamente y hasta 0.80 m, se tiene una mezcla de arcilla y arena, de mediana plasticidad y de consistencia media.

En la profundidad de 4.00 m. se tiene la presencia de arenas limosas, no plásticas y de compacidad media a densa.

La resistencia de suelo en la perforación #1 y #2, para el cálculo de la cimentación será $q_a = 1,0 \text{ K/cm}^2 = 10 \text{ T/m}^2$, para la perforación #3 será $q_a = 1,2 \text{ K/cm}^2 = 12 \text{ T/m}^2$.

Para el análisis se ha considerado el valor más desfavorable que sería la perforación #3 $q_a = 1,2 \text{ K/cm}^2 = 12 \text{ T/m}^2$.

3.3. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

3.3.1. ANÁLISIS DE CARGA MUERTA Y CARGA VIVA

En los planos obtenidos en la esta investigación (Anexo 3) se encontró que la losa de entrepiso es de un espesor de 20 cm con loseta de compresión de 5 cm y nervios de 10 cm de ancho cada 50 cm, de lo cual se analiza la carga por metro cuadrado.

Para el cálculo del peso de mampostería se calculó según la cantidad real existente en los bloques escolares, ya que así se obtendrá datos más precisos para un correcto análisis.

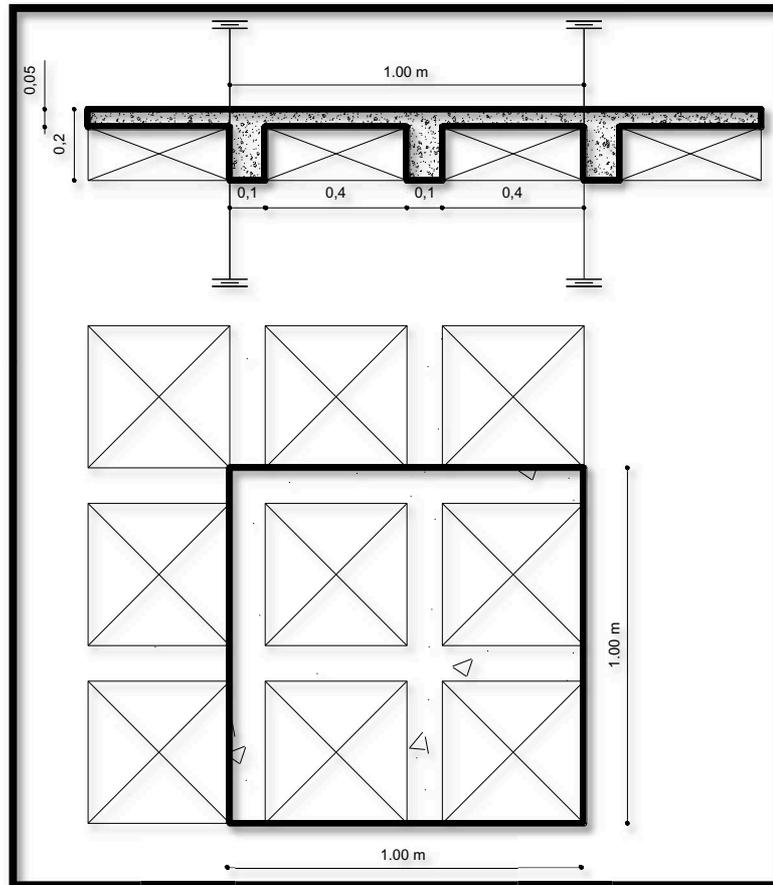


Figura 6: Cálculo de carga muerta
Elaborado por: Autores.

3.3.2. ANÁLISIS DE CARGA MUERTA

Loseta	1 x 1 x 0.05 x 2400	120.00 kg/m ²
Nervios	2 x 0.10 x 0.15 x 2400	72.00 kg/m ²
	1.6 x 0.10 x 0.15 x 2400	57.6 kg/m ²
Bloques	8 x 10 kg	80.00 kg/m ²
Total carga muerta		329.60 kg/m²

Tabla 5: Carga muerta en losa
Elaborado por: Autores.

Ante la imposibilidad de modelar directamente losas alivianadas en los programas de cómputo, se determina una losa maciza equivalente a una nervada.

Se calculó cuánto pesa la losa nervada por metro cuadrado y se evalúa el espesor de una losa maciza que pese lo mismo y al este multiplicarlo por el peso específico del concreto simule la carga muerta de una losa alivianada o nervada.

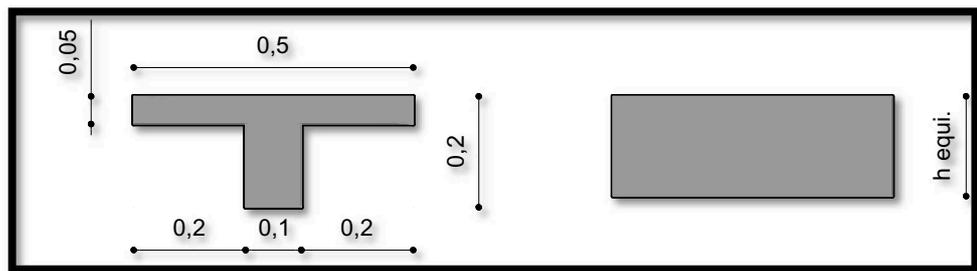


Figura 7: Los equivalentes
Elaborado por: Autores.

Se conoce que para una losa alivianada o nervada de 20cm la altura por inercia equivalente es igual a 14.50cm por lo tanto:

$$14.50\text{cm} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 348 \text{ kg/cm}^2$$

Tanto en el bloque de dos y tres plantas se mantiene el mismo espesor de losa alivianada por lo tanto la altura por inercia equivalente será igual en los dos análisis que se realizarán posteriormente.

Paredes de bloques	200 kg/m ²
Macillado	30 kg/m ²
Tumbado	30 kg/m ²
Cerámica	30 kg/m ²
	290 kg/m²

Tabla 6: Carga muerta entrepiso
Elaborado por: Autores.

Paredes de bloques	200 kg/m ²
Pendiente y desagüe	50 kg/m ²
Tumbado	30 kg/m ²
	160 kg/m²

Tabla 7: Carga muerta en terraza
Elaborado por: Autores.

3.3.3. SOBRE CARGAS DE USO (CARGA VIVA)

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

Las sobrecargas mínimas a considerar son las siguientes:

- En entrepiso 200kg/m²
- En Terraza 70kg/m²

3.3.4. ZONIFICACIÓN SÍSMICA

De acuerdo a la clasificación sísmica de la NEC (Norma Ecuatoriana de construcción) Manabí se encuentra ubicada en una zona sísmica tipo VI, la más alta según su clasificación dándole así un factor $Z=0.5$ el cual fue utilizado en el análisis.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Factor valor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	0.50
Característica del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 8: Zonificación sísmica
Elaborado por: NEC, Capítulo II

3.3.5. COEFICIENTES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE PERFILES DE SUELO FA, FD, FS

Para poder determinar el tipo de perfil de suelo establecidos por la NEC (Norma Ecuatoriana de construcción) se deben de considerar varios criterios o condiciones, dentro de los parámetros del perfil tipo (d) de la tabla se debe cumplir cualquiera de las siguientes condiciones:

$$50 > N \geq 15.0$$

$$100 \text{ kPa } (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > S_u \geq 50 \text{ kPa } (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$360 \text{ m/s } > V_s \geq 180 \text{ m/s}$$

En base al estudio de suelo realizado y considerando los números de golpes realizados en el ensayo de penetración estándar se determinó que el suelo se encuentra en un perfil tipo (d).

Una vez determinado el perfil del suelo se pudo obtener los Coeficientes de amplificación dinámica de perfiles de suelo, los cuales son: $F_a = 1.12$, $F_d = 1.30$, $F_s = 1.65$.

3.3.6. TIPO DE USO, DESTINO E IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURA. COEFICIENTE I

El valor que se asignó para el factor de importancia será tomado según los criterios de la tabla la cual lo determina según el uso y destino de la estructura, en el presente caso son centros educativos.

Los coeficientes de irregularidad en planta y elevación se determinan a través de las tablas 2.12 y 2.13 de las NEC capítulo 2.

Pero además el código también nos dice que cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en las Tablas mencionadas,

tanto ϕ_P como ϕ_E tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en plana y elevación, por lo tanto $I = 1.3$, $\phi_p = 1$ y $\phi_e = 1$.

3.3.7. PERÍODO DE VIBRACIÓN T

Para estructuras de edificación, el valor de T fue determinado de manera aproximada mediante el método 1 establecido por el código NEC.

La altura máxima de las edificaciones escolares, medida desde la base de la estructura, en metros son 7.92 metros y 11.88 metros para los bloques de dos y tres plantas respectivamente.

Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$, entonces se tiene:

Periodo de vibración del bloque escolar de 2 plantas:

$$T = 0.047 \times 7.92^{0.9} = \mathbf{0.303}$$

Periodo de vibración del bloque escolar de 3 plantas:

$$T = 0.047 \times 11.88^{0.9} = \mathbf{0.436}$$

3.3.8. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R

Según lo establecido en la tabla N° 2.14 encontrada en el segundo capítulo de las Normas Ecuatorianas de Construcción, se determina que para Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas el valor $R = 6$.

3.3.9. ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES

Para el cálculo del espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad (S_a) la NEC nos da dos

ecuaciones para la cual se debe cumplir con dos condiciones respectivamente en relación al periodo: $T_c = 0.55 \times 1.65 (1.30/1.12) = 1.053$

Se conoce que los periodos de las estructuras son $T = 0.303$ y $T = 0.436$ para los bloques de dos y tres plantas respectivamente por lo tanto se dice que: $0 \leq T \leq T_c$; $0 \leq 0.303 \leq 1.053$; $0 \leq 0.436 \leq 1.053$

El valor de $n = 1.8$ para las provincias de las costas, excepto Esmeraldas, los valores de $Z = 0.5$ y $F_a = 1.12$ como ya se lo ha determinado, entonces el S_a sería: $S_a = 1.8 \times 0.5 \times 1.12 = 1.008$ (Bloque de dos y tres plantas)

3.3.10. CORTANTE BASAL

Una vez que se ha definido el espectro inelástico (S_a), el factor de importancia (I), los coeficientes de irregularidad de planta y elevación ϕ_p , ϕ_e y Coeficiente de reducción de respuesta estructural (R) se procede con el cálculo del cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, que será aplicado a una estructura en una dirección especificada.

Como datos para ambas estructuras lo siguiente: $S_a = 1.008$, $I = 1.3$, $\phi_p = 1$, $\phi_e = 1$ y $R = 6$.

Entonces se tiene que:

$$V = [(1.3 \times 1.008) / 6 \times 1 \times 1] W$$

$$V = 0.218 W$$

3.3.11. INTRODUCCIÓN AL SOFTWARE (ETABS)

Definición de los materiales:

Una vez obtenido todos los datos para el análisis estructural de los bloques escolares se procede a modelar la estructura, para ello se tomaron las

propiedades de los materiales, las secciones de vigas, columnas y losas de hormigón armado que ya han sido determinadas e ingresadas al programa.

Propiedades de los materiales:

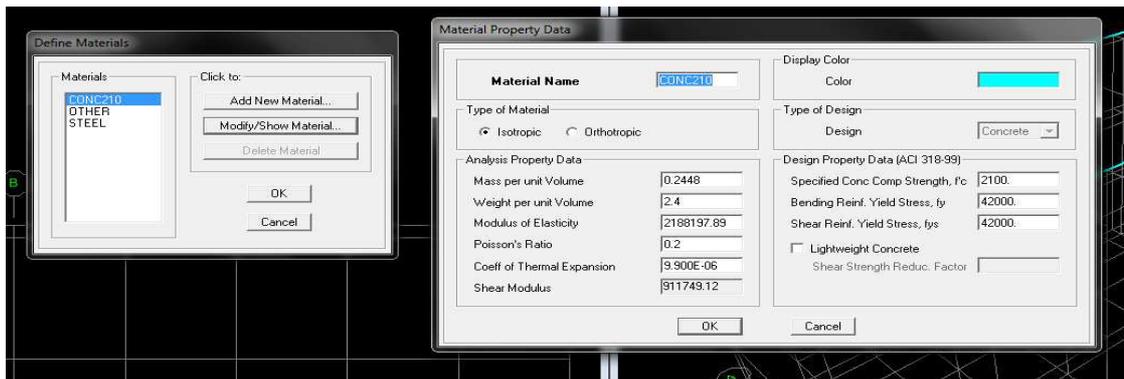


Figura 8: Propiedades de los materiales
Elaborado por: Autores.

Se observa en la figura 8 la resistencia del hormigón, la fluencia del acero, el módulo de poisson, módulo de elasticidad, módulo de corte y densidad del concreto, el módulo de elasticidad del concreto es $15100 \sqrt{f_c}$

Definida las propiedades de los materiales se procedió a ingresar las secciones de las vigas y columnas:

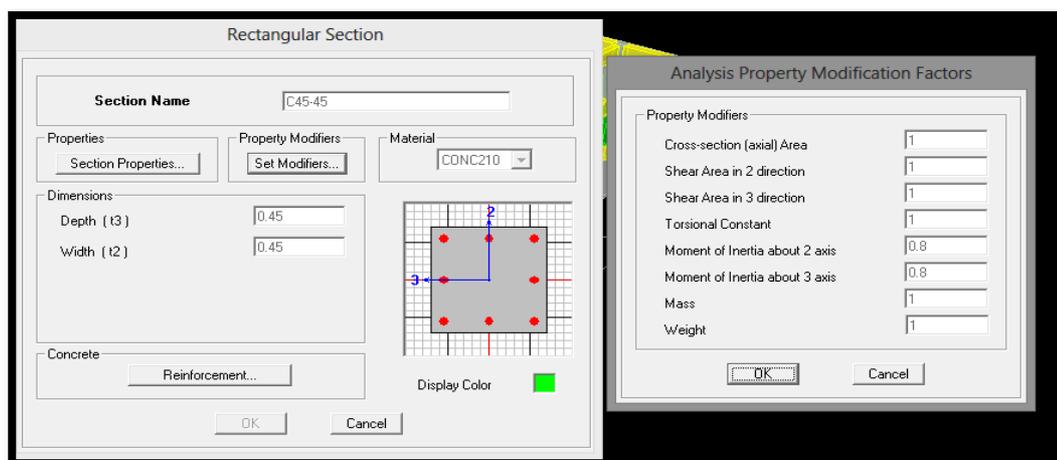


Figura 9: Secciones de los materiales
Elaborado por: Autores.

En la figura 9 se observa la sección de columna para la estructura de dos plantas, de igual manera se ingresó la secciones tanto de las vigas como de las columnas de la estructura del bloque de tres plantas en análisis.

Espesor equivalente de losa:

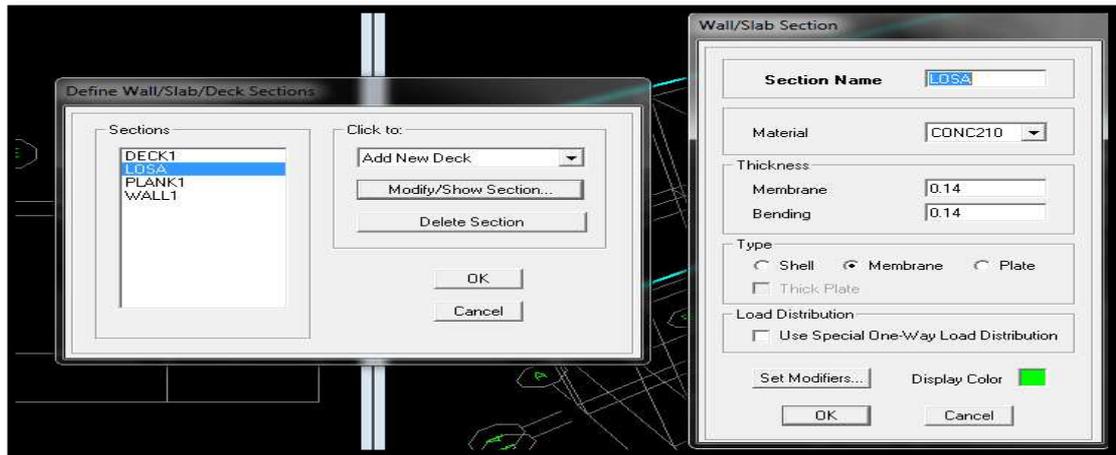


Figura 10: Losa equivalente

Elaborado por: Autores.

En el cálculo anterior se determinó la losa maciza equivalente a la losa nervada de la estructura original, la cual fue ingresada al programa con su respectiva propiedad del material, como se observa en la figura 10.

Estructuras escolares modeladas en etabs:

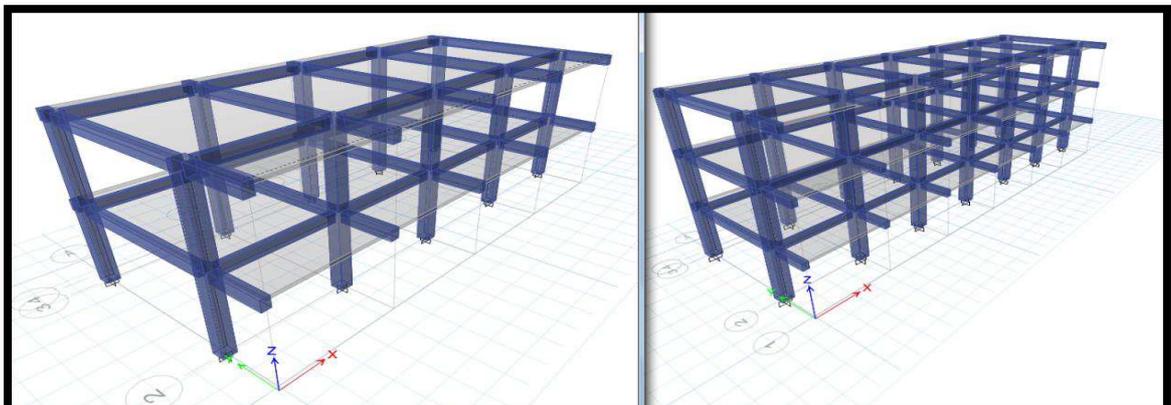


Figura 11: Estructuras modeladas

Elaborado por: Autores.

En la figura 11 se observa las estructuras escolares modeladas en el software con las propiedades de los elementos y las secciones respectivas tanto de vigas, columnas y losa equivalente.

Definición de los estados de cargas:

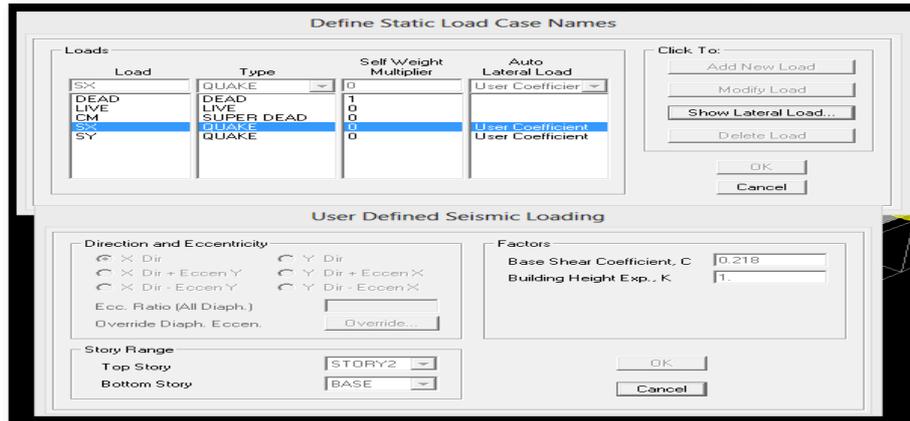


Figura 12: Estados de carga

Elaborado por: Autores.

La carga sísmica representa la carga reactiva por sismo y es igual a la carga muerta total de la estructura más un 25% de la carga viva (NEC 2.7.1.1) como se muestra en la figura 12.

No se enfatizó en un análisis dinámico ya que a la ser estructuras de poca altura y además espectro de respuesta elástico de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad (S_a) va a estar en la cresta más alta como se observa en la figura 13.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones que representa el sismo en diseño expresado como fracción de la aceleración de la gravedad (S_a) se observa en la figura 13 en donde el valor de $S_a = 1.008$, este valor se encuentra dentro del rango $T_0 - T_c$.

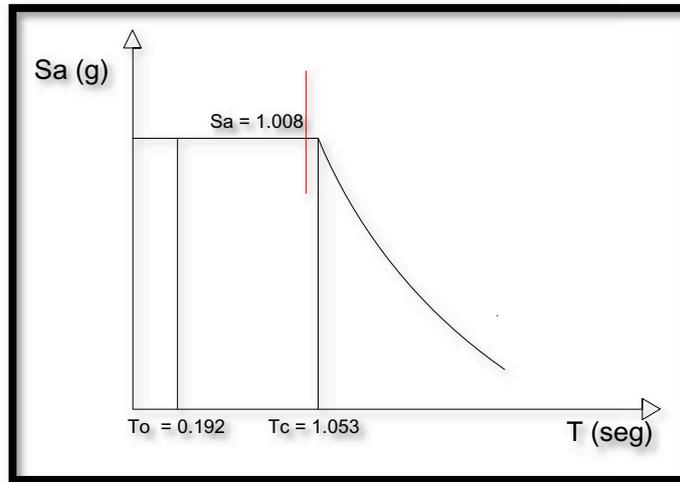


Figura 13: Espectro sísmico elástico de aceleraciones
Elaborado por: Autores.

De igual manera se toman en cuenta los modos de vibración para tener el periodo real de la estructura.

Una vez revisado el modelo y colocado los diversos parámetros para el análisis se corre el programa.

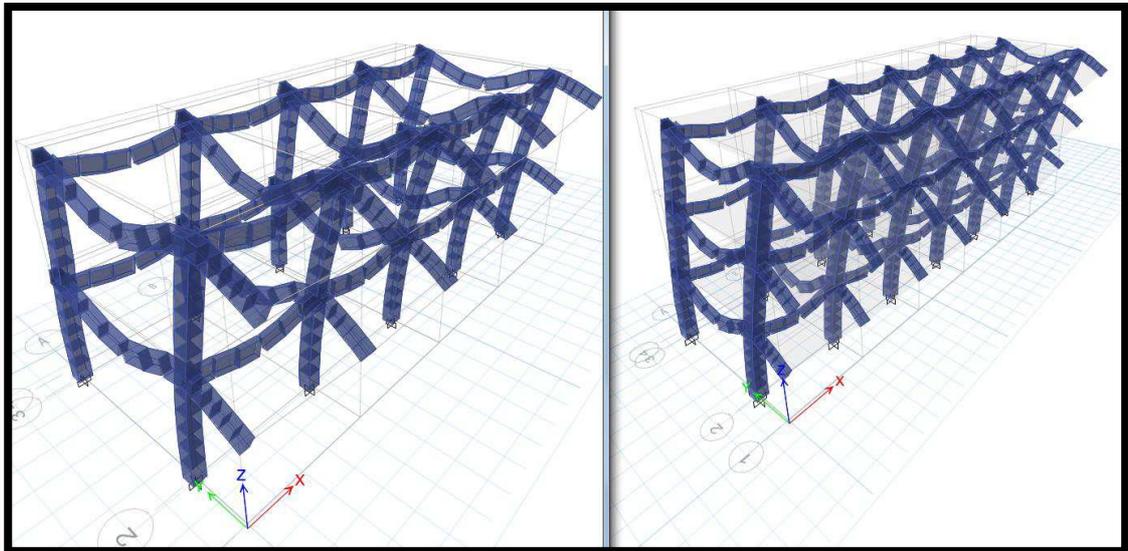


Figura 14: Deformación de las estructuras
Elaborado por: Autores.

3.3.12. CONTROL DE LAS DERIVAS Y EL PERÍODO DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Resultado del análisis estructural del bloque escolar de dos plantas:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.552636	0.0000	86.1807	0.0000	0.0000	86.1807	0.0000	99.7715	0.0000	0.0000	99.7715	0.0000	0.0000
2	0.518473	63.1776	0.0000	0.0000	63.1776	86.1807	0.0000	0.0000	72.0518	24.4741	99.7715	72.0518	24.4741
3	0.467456	24.3998	0.0000	0.0000	87.5774	86.1807	0.0000	0.0000	27.7215	62.4932	99.7715	99.7733	86.9673
4	0.158022	0.0000	13.8193	0.0000	87.5774	100.0000	0.0000	0.2285	0.0000	0.0000	100.0000	99.7733	86.9673
5	0.156406	9.9212	0.0000	0.0000	97.4986	100.0000	0.0000	0.0000	0.1812	2.6840	100.0000	99.9546	89.6514
6	0.139987	2.5014	0.0000	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000	0.0000	0.0454	10.3486	100.0000	100.0000	100.0000

Figura 15: Período de las estructuras
Elaborado por: Autores.

El período de la estructura calculada con el método uno del código es 0.303, este método es aproximado, pero el real no debe exceder del 30% de este. Si realizando este cálculo dará 0.393, el análisis arroja un valor para el primer modo de 0.552, lo que significa que NO se está cumpliendo y que la estructura está muy flexible.

	Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
▶	STORY2	Max Drift X	SX	23	18,000	0,000	8,120	0,002767	
	STORY2	Max Drift Y	SX	23	18,000	0,000	8,120		0,000324
	STORY2	Max Drift X	SY	24	18,000	8,700	8,120	0,000000	
	STORY2	Max Drift Y	SY	16	0,000	8,700	8,120		0,003281
	STORY1	Max Drift X	SX	9	18,000	2,100	4,160	0,002400	
	STORY1	Max Drift Y	SX	10	18,000	8,100	4,160		0,000277
	STORY1	Max Drift X	SY	10	18,000	8,100	4,160	0,000000	
	STORY1	Max Drift Y	SY	2	0,000	8,100	4,160		0,002688

Figura 16: Derivas de las estructuras
Elaborado por: Autores.

Con respecto a la contribución de la masa, es claro que para el movimiento traslacional la sumatoria de masas debe de llegar mínimo al 90 % en los 6 nodos de la estructura. En el primer nodo se nota en sismo en (Y) UY= 86% de la masa lo cual esta aceptable, para el nodo 2 en el sismo en (X) UX= 63% de masa el cual nos indica q existe falla en el sismo en (X) que se va a reflejar en las rotaciones de la estructura.

Para el chequeo de las derivas se conoce que la deriva máxima para edificación de hormigón armado es 0.020 y el valor máximo de la deriva por piso debe calcular mediante la fórmula $\Delta m = 0.75 \times R \times \Delta e$, entonces escogiendo el valor máximo de deriva por piso, se tiene que:

$$\Delta m = 0.75 \times 6 \times 0.003281 = 0.0147 \text{ menor a } \Delta_{\max} = 0.02$$

Resultado del análisis estructural del bloque escolar de tres plantas:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.737077	0.0000	78.7226	0.0000	0.0000	78.7226	0.0000	99.2455	0.0000	0.0000	99.2455	0.0000	0.0000
2	0.661918	41.0930	0.0000	0.0000	41.0930	78.7226	0.0000	0.0000	50.7280	39.1495	99.2455	50.7280	39.1495
3	0.619240	39.4908	0.0000	0.0000	80.5838	78.7226	0.0000	0.0000	48.5554	40.4214	99.2455	99.2835	79.5709
4	0.187204	0.0000	16.3351	0.0000	80.5838	95.0577	0.0000	0.4730	0.0000	0.0000	99.7185	99.2835	79.5709
5	0.177412	10.0640	0.0000	0.0000	90.6478	95.0577	0.0000	0.0000	0.2394	5.0837	99.7185	99.5229	84.6545
6	0.165670	4.7809	0.0000	0.0000	95.4287	95.0577	0.0000	0.0000	0.1136	10.5223	99.7185	99.6365	95.1768
7	0.084021	0.0000	4.9423	0.0000	95.4287	100.0000	0.0000	0.2815	0.0000	0.0000	100.0000	99.6365	95.1768
8	0.083728	3.8815	0.0000	0.0000	99.3102	100.0000	0.0000	0.0000	0.3087	0.7407	100.0000	99.9451	95.9175
9	0.076936	0.6898	0.0000	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000	0.0000	0.0549	4.0825	100.0000	100.0000	100.0000

Figura 17: Período de las estructuras

Elaborado por: Autores.

El periodo de la estructura calculada con el método uno del código es 0.436, se sabe que este método es aproximado, pero el real no debe exceder del 30% de este. Si realizando este cálculo dará 0.567, el análisis arroja un valor para el primer modo de 0.737, lo que significa que NO se está cumpliendo y que la estructura está muy flexible.

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY3	Max Drift X	SX	27	27,000	0,000	12,080	0,003073	
STORY3	Max Drift Y	SX	28	27,000	8,700	12,080		0,000320
STORY3	Max Drift X	SY	27	27,000	0,000	12,080	0,000000	
STORY3	Max Drift Y	SY	28	27,000	8,700	12,080		0,004326
STORY2	Max Drift X	SX	27	27,000	0,000	8,120	0,003833	
STORY2	Max Drift Y	SX	28	27,000	8,700	8,120		0,000374
STORY2	Max Drift X	SY	27	27,000	0,000	8,120	0,000000	
STORY2	Max Drift Y	SY	28	27,000	8,700	8,120		0,004909
STORY1	Max Drift X	SX	13	27,000	2,100	4,160	0,002354	
STORY1	Max Drift Y	SX	14	27,000	8,100	4,160		0,000224
STORY1	Max Drift X	SY	13	27,000	2,100	4,160	0,000000	
STORY1	Max Drift Y	SY	14	27,000	8,100	4,160		0,002848

Figura 18: Período de las estructuras

Elaborado por: Autores

Con respecto a la contribución de la masa, es claro que para el movimiento traslacional la sumatoria de masas debe de llegar mínimo al 90 % en los 6 nodos de la estructura. En el primer nodo se nota en sismo en (Y) UY= 78% de la masa lo cual está por debajo del mínimo, para el nodo 2 en el sismo en (X) UX= 41% de masa el cual nos indica q existe falla en el sismo en (X) que se va a reflejar en las rotaciones de la estructura.

Para el chequeo de las derivas se conoce que la deriva máxima para edificación de hormigón armado es 0.020 y el valor máximo de la deriva por piso debe calcular mediante la fórmula $\Delta m = 0.75 \times R \times \Delta e$, entonces escogiendo el valor máximo de deriva por piso, se tiene:

$$\Delta m = 0.75 \times 6 \times 0.004909 = 0.022 \text{ mayor a } \Delta_{\max} = 0.02$$

3.4. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS

Después de haber realizado el análisis estático lineal a las estructuras se procedió a realizar un análisis estático no lineal también conocido como “PUSHOVER”, esto con la ayuda del software ETABS, para este método se aplica a las estructuras una distribución vertical de carga lateral la cual se incrementa monótonicamente hasta que la estructura alcance su máximo desplazamiento.

Para obtener mejores resultados en un análisis no lineal se debe tener en cuenta que las resistencias de los materiales sean las reales y que las secciones tanto como el armado de vigas y columnas sean las correctas. Existen equipos para determinar la resistencia de los elementos estructurales tales como el esclerómetro el cual permite conocer la resistencia del hormigón.

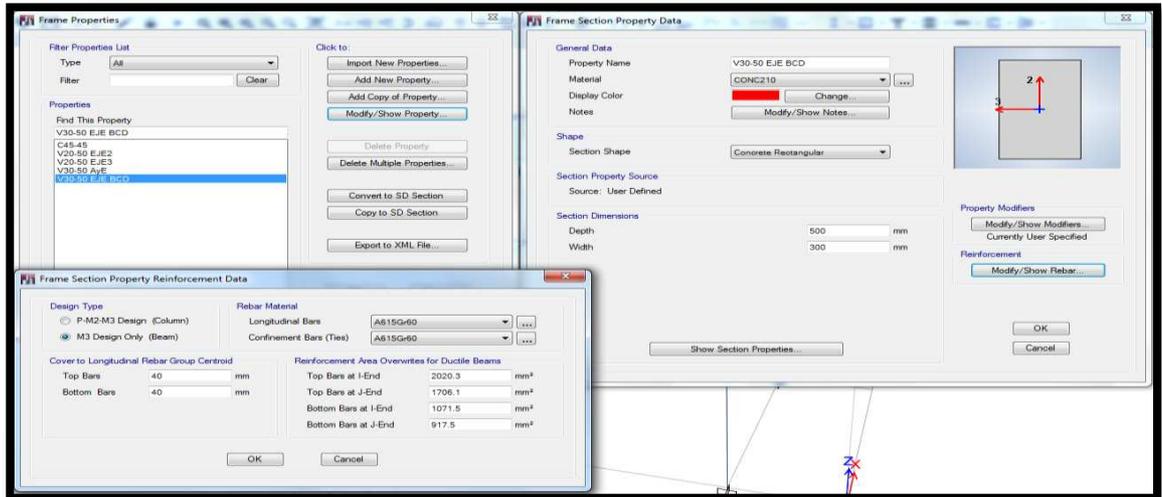


Figura 19: Detalle de armado-vigas
Elaborado por: Autores.

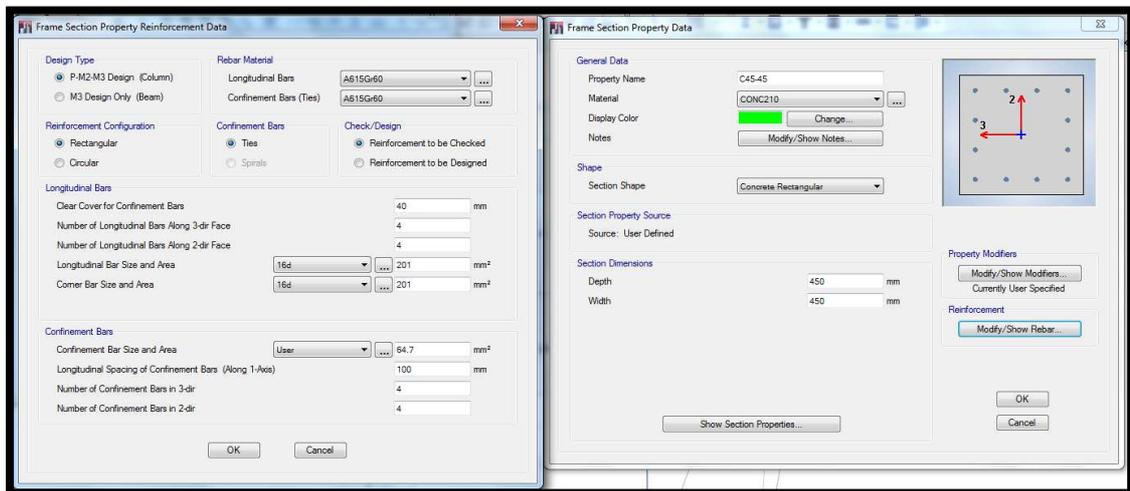


Figura 20: Detalle de armado-columnas
Elaborado por: Autores.

Para realizar el análisis estático no lineal se introducen el armado de cada sección de la estructura, tanto para vigas y columnas de los bloques de 2 y 3 como se muestra en las figuras 19 y 20.

La armadura que se ha consignado en el modelo resulta luego del análisis y del diseño original de la estructura, para cual se obtuvo los planos originales hechos por la DINSE.

A continuación se establece el desempeño de la estructura, es decir la capacidad que tienen las estructuras de incursionar en el rango inelástico.

Los estados de carga de la estructura ya se ha determinado en el análisis estático lineal pero adicionalmente se ingresó un nuevo estado de carga el cual se denomina "PUSHOVER" el cual aplicara una fuerza horizontal distribuida la que se incrementara mono-tónicamente hasta llevar a la estructura a su máximo desplazamiento mono-tónicamente como se muestra en la figura.

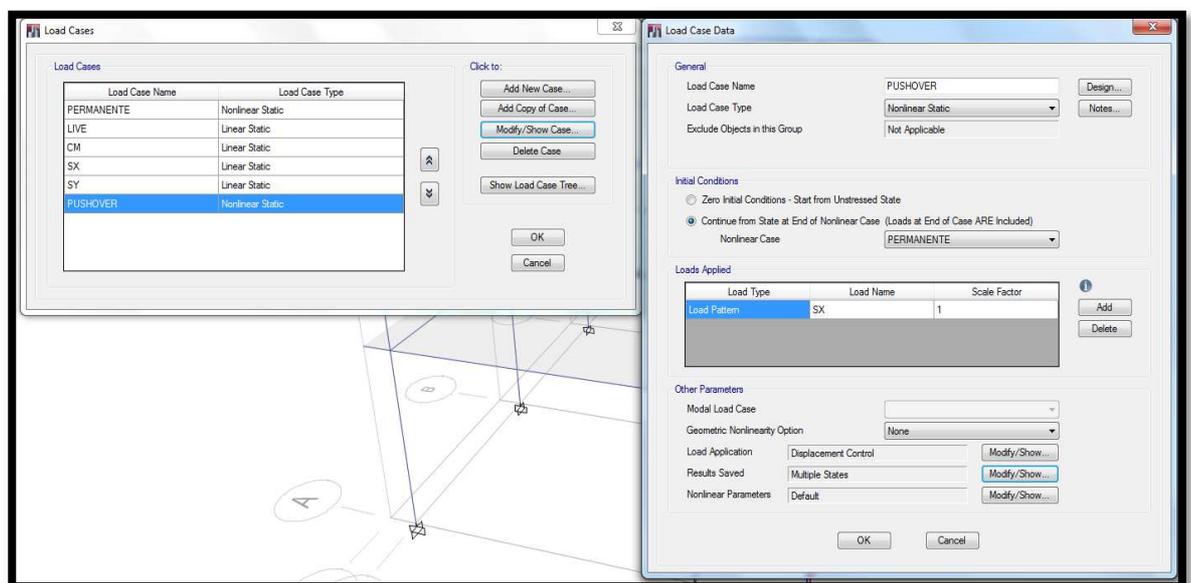


Figura 21: Estado de carga-AENL
Elaborado por: Autores.

Para el análisis estático no lineal se asigna un nuevo estado de carga llamado "pushover", con el cual se aplicará a la estructura una carga distribuida de forma horizontal como se muestra en la figura 21.

A continuación de esto se le asigna tanto a las vigas como a las columnas un posible mecanismo de rotulas plásticas la que restara rigidez a la estructura debido a la degradación que tiene, esto una vez aplicada las fuerzas laterales.



Figura 22: Mecanismos de rótulas plásticas
Elaborado por: Autores.

Una vez asignado los nuevos estados de carga y los mecanismos de rotulas plásticas tanto para vigas como para columnas, como se observa en la figura 22, se procede a la obtención de datos en donde se definió el nivel de comportamiento de la estructura de acuerdo a los criterios de aceptación de del FEMA 356, estos niveles pueden ser el nivel operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y colapso preventivo.

3.4.1. CURVA DE CAPACIDAD DEL BLOQUE DE 2 PLANTAS Y 3 PLANTAS

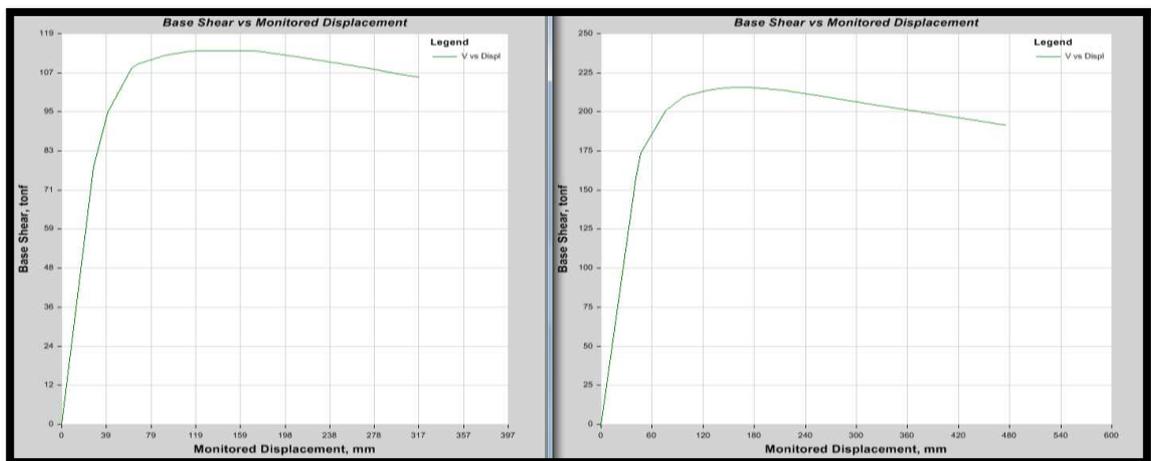


Figura 23: Curva de capacidad de las estructuras
Elaborado por: Autores.

Aplicadas las cargas a las estructuras se miden los parámetros de su comportamiento. Estos dos parámetros (desplazamiento en el Tope y Corte Basal) son muy representativos de cómo se comporta una estructura sobre todo si estas son simétricas.

En la figura 23 se detalla la curva de capacidad de las estructuras, la cual depende de la resistencia y deformaciones de sus componentes, en la parte inicial de la curva se nota que la estructura se comporta de manera lineal es decir en el rango elástico en donde se presentan agrietamientos en vigas y columnas, después se nota de la estructura incursiona en el rango inelástico donde ya comienza a existir cedencia en las columnas, después continua con la disminución de resistencia donde comienza a haber fallos en vigas y columnas llegando al colapso.

3.4.2. MODELO BILINEAL DEL BLOQUE DE 2 Y 3 PLANTAS

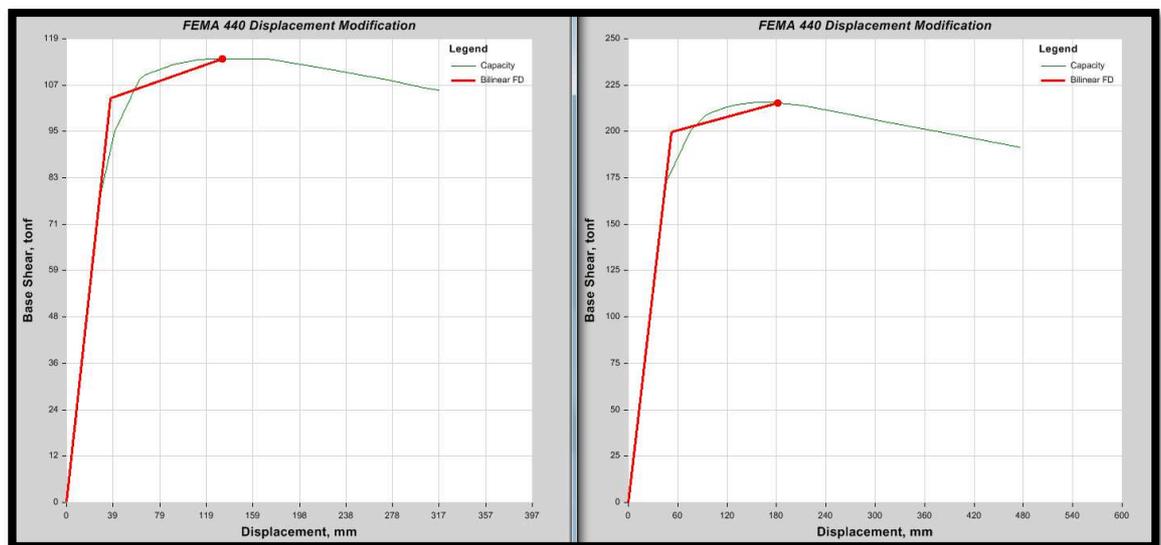


Figura 24: Modelo bilineal
Elaborado por: Autores.

En la figura 24 se muestran los modelos bilineales de la estructura de 2 y 3 plantas respectivamente, en los cuales queda definido el rango elástico y rango plástico por el punto de fluencia de la estructura. Para esto se determinó el modelo bilineal de tal manera que el área de la curva indicada sea aproximadamente igual al área del modelo bilineal.

3.4.3. ROTULAS PLÁSTICAS BLOQUE DE 2 Y 3 PLANTAS

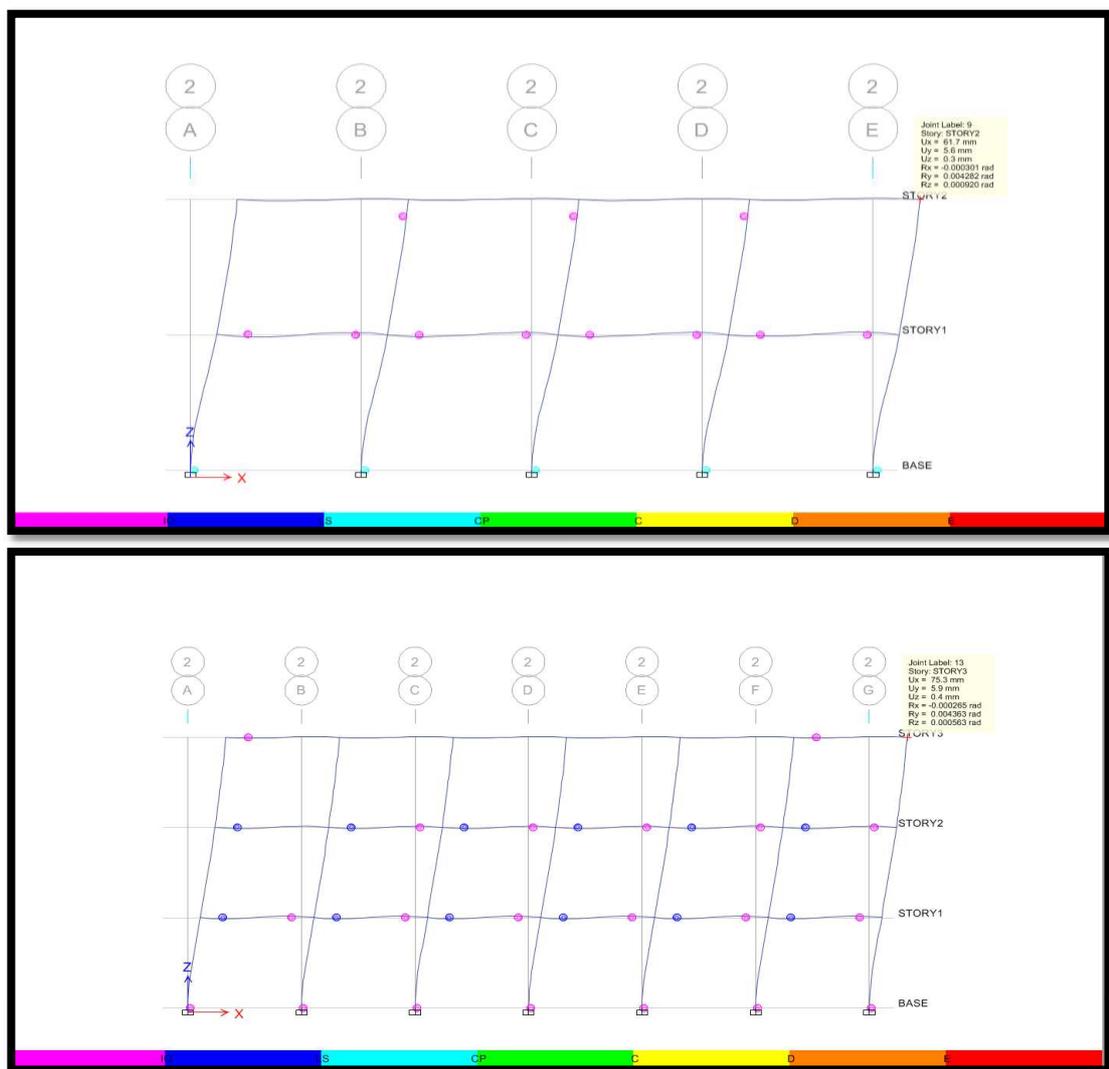


Figura 25: Rótulas plásticas
Elaborado por: Autores.

Cuando la rótula es de color lila  la estructura se encuentra en buen estado, el IO representa “Inmediata Ocupación”, es decir daño es leve.

Cuando la rótula se encuentra de color azul  “LS” que representa “Seguro a la Vida”, el daño es más grave, sin embargo no habrá víctimas mortales, pero existirá daño en elementos no estructurales, tales como mampostería, ventana, entre otros.

Si la estructura presenta grave daño se representa con el color  celeste “CP” que indica “Prevención de Colapso”, donde la estructura aún no se cae pero los elementos estructurales dejan de adsorber esfuerzo.

El color verde  indica el “Colapso de la estructura”, es decir la estructura se desploma por completo.

Luego ya queda la estructura con un momento residual para los demás colores puntos C,D,E.

En la figura 25 se observa las rotulas plásticas y su comportamiento ante las diferentes fuerzas laterales aplicadas, las rotulas se van generando según se vaya aplicado fuerza a la estructura, al aplicarle una fuerza de 13.75 tn la estructura de 2 plantas esta llega a un desplazamiento de 6.17 mm donde está ya sufre un daño representativo.

Al aplicarle una fuerza de 14.47 tn a la estructura de 3 planas esta llega a un desplazamiento de 5.21 cm donde está ya sufre un daño representativo, es decir las rotulas ya no pueden absorber más fuerza sísmica.

3.4.4. ESPECTRO DE CAPACIDAD DEL BLOQUE DE 2 Y 3 PLANTAS

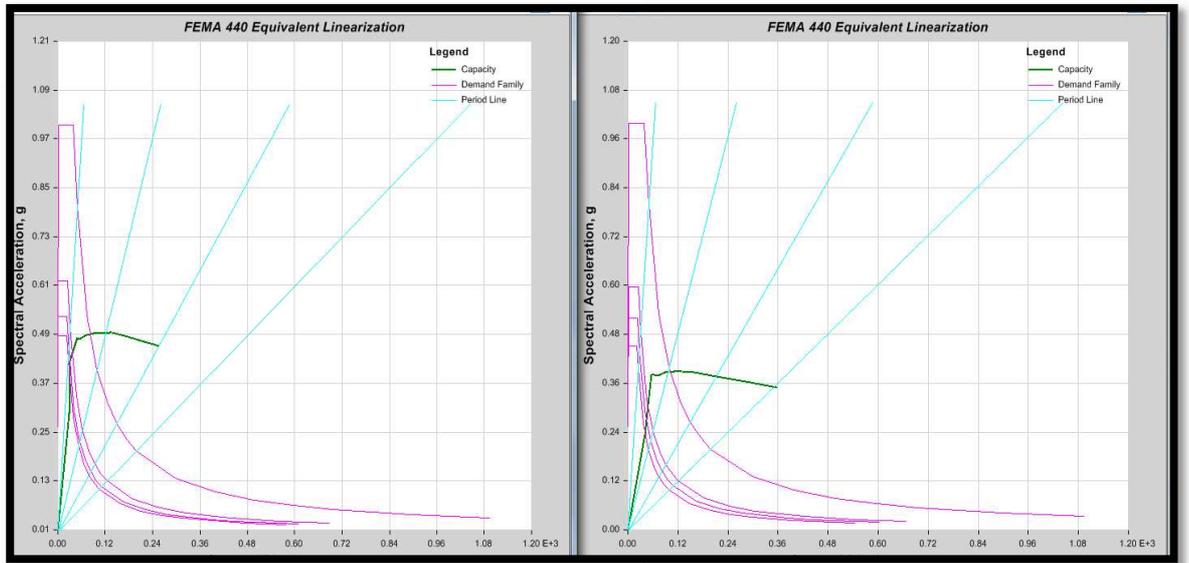


Figura 26: Espectro de capacidad de la estructura
Elaborado por: Autores.

En la figura 26 se muestra el espectro de capacidad de la estructura y como es su comportamiento ante los distintos espectros de demanda, ocasional, raro y muy raro.

CONCLUSIONES

- Las estructuras de dos y tres plantas tienen un periodo mucho más elevado de él que nos especifica el código por lo tanto las estructuras son muy flexibles.
- Según la magnitud de los sismos que se presenten las estructuras pueden presentar pequeñas fallas en elementos no estructurales como mampostería, juntas, entre otros debido a la rotación y flexibilidad que presenta.
- Del análisis estático se determina que los bloques escolares de tres plantas no cumplen con la deriva máxima establecida en el código.
- Los bloques construidos por la DINSE no cumplen con los objetivos de desempeño recomendados por el ATC- 40 ya que estos proponen para un movimiento sísmico de diseño un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

RECOMENDACIONES

- Debido a que son estructuras ya construidas se podría desligar los elementos estructurales de los no estructurales para evitar fallas ante la acción de un sismo.
- Es importante recalcar lo indispensable de un análisis estático no lineal en la fase de estudio que permita conocer el comportamiento real de una edificación con finalidad de garantizar la seguridad de vida.
- Se debería realizar un estudio a otras estructuras importantes y antiguas de gran concurrencia en la actualidad que permita conocer su desempeño ante la acción de cualquier sismo.
- Es importante analizar y actualizar la normativa de nuestro código según los avances que se vayan presentando para poder contar con parámetros propios que garantice el cumplimiento de los objetivos de diseño.

BIBLIOGRAFÍA

Aguiar Falconí, Roberto. (Primera Edición). (2008). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Quito, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas y la Escuela Politécnica del Ejército.

Arqhys Arquitectura. (2013). *Rótulas prácticas*. Recuperado de <http://www.arqhys.com/arquitectura/rotulas-plasticas.html>

Decreto Ejecutivo. (2011). *Normas Ecuatorianas de Construcción: Capítulo 1 y 2*. Quito, Ecuador: Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de Construcción.

Grupo de Ingeniería Gráfica y Simulación. (2012). *Cimentaciones*. Madrid, España: Universidad Politécnica de Madrid.

López, Oscar., Marinilli, Ángelo., Bonilla, Ricardo., Fernandez, Roberto., Domínguez, Jean., Coronel, Gustavo., Baloa, Trino., y Viema, Ramón. (2010). *Evaluación Sismo Resistente de Edificios Escolares en Venezuela*. Caracas: Universidad Central de Venezuela.

Ministerio de Fomento de España. (2013). *Código Técnico para la Edificación*. España: Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja.

Rodriguez, Emanuel. (2005). *Foro del blog Construyaprende: Rótulas plásticas*. Recuperado de <http://www.construyaprende.com/foros/rotulas-plasticas-vt337.html>

Saldarriaga, Jorge Divan., y Zavala de La Cruz, José Manuel. (2012). *Obtención de la curva de capacidad para un marco plano de concreto armado mediante un análisis estático no lineal en el distrito de Nuevo Chimbote*. Chimbote, Perú: Universidad San Pedro.

ANEXOS

ANEXO 1			
NOMBRE DE LA INSTITUCION	UBICACIÓN	TIPO DE ESTRUCTURA	DAÑOS OBSERVADOS
UNIDAD EDUCATIVA MANTA	MANTA	6AM-2PH/COSTA	ACENTAMIENTOS, AGRIETAMIENTOS
UNIDAD EDUCATIVA MANTA	MANTA	9AM-3PH/COSTA	ACENTAMIENTOS, AGRIETAMIENTOS
UNIDAD EDUCATIVA MANTA	MANTA	6AM-2PH/COSTA	ACENTAMIENTOS, AGRIETAMIENTOS
ESCUELA CIUDAD DE MANTA	MANTA	6AM-2PH/COSTA	PAREDES CUARTIADAS, AGRIETAMIENTOS
ESCUELA PEDRO FERMIN CEVALLOS	MANTA	6AM-2PH/COSTA	ACENTAMIENTOS, LENVAMIENTO DE CERAMICA
COLEGIO 5 DE JUNIO	MANTA	9AM-3PH/COSTA	LEVANTAMIENTO DE CERAMICA, VIGA EN PANDEO
ESCUELA MANUEL OCTAVIO RIVERA	MONTECRISTI	6AM-2PH/COSTA	PAREDES CUARTIADAS, AGRIETAMIENTOS
COLEGIO EXPERIMENTAL 23 DE OCTUBRE	MONTECRISTI	9AM-3PH/COSTA	NO SE OBSERVA DAÑO
COLEGIO NACIONAL OLMEDO	PORTOVIEJO	6AM-2PH/COSTA	LOSA SIMETRICA LO QUE PROVACA EN TEMPORADAS DE LLUVIAS ENTREN AGUA EN LOS PASILLOS POR ENDE A LAS AULAS, SISTEMA ELECTRICO EN MALAS CONDICIONES.
COLEGIO NACIONAL PICOAZA	PORTOVIEJO	6AM-2PH/COSTA	DAÑOS ESTRUCTURALES EN VIGAS, ESCALERA EN MAL ESTADO.

Tabla 9: Resumen de evaluación a los Centros Educativos

Elaborado por: Autores.

ANEXO 2

UNIDAD EDUCATIVA MANTA

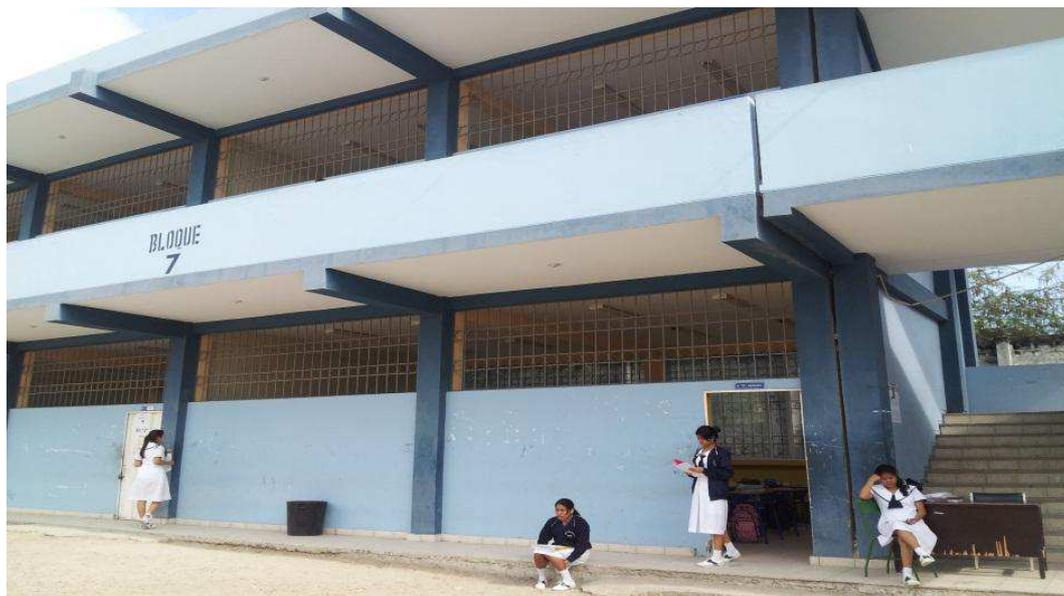


Figura 27: Unidad educativa Manta
Elaborado por: Autores.



Figura 28: Unidad educativa Manta
Elaborado por: Autores.

ESCUELA PEDRO FERMIN CEVALLOS



Figura 29: Unidad educativa Pedro Fermín Cevallos
Elaborado por: Autores.



Figura 30: Unidad educativa Pedro Fermín Cevallos
Elaborado por: Autores.

COLEGIO 5 DE JUNIO



Figura31: Unidad educativa 5 de Junio
Elaborado por: Autores.



Figura 32: Unidad educativa 5 de Junio
Elaborado por: Autores.

ESCUELA MANUEL OCTAVIO RIVERA



Figura 33: Escuela Manuel Octavio Rivera
Elaborado por: Autores.



Figura 34: Escuela Manuel Octavio Rivera
Elaborado por: Autores.

COLEGIO EXPERIMENTAL 23 DE OCTUBRE



Figura 35: Colegio experimental 23 de Octubre
Elaborado por: Autores.



Figura 36: Colegio experimental 23 de Octubre
Elaborado por: Autores.