

UNIVERSIDAD NACIONAL

JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ CARRIÓN



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS

**ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO POR CAPACIDAD Y RESISTENCIA
DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR CON UN SISTEMA APORTICADO EN EL
DISTRITO DE HUALMAY**

PRESENTADO POR:

CABANILLAS CRISTOBAL, JAIR ANDERSON

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ASESOR:

ING. HUGO SERRANO RODAS

HUACHO – 2022

**ANALISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO POR CAPACIDAD Y RESISTENCIA
DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR CON SISTEMA APORTICADO EN EL
DISTRITO DE HUALMAY**

CABANILLAS CRISTOBAL, JAIR ANDERSON

TESIS

ING. HUGO SERRANO RODAS

UNIVERSIDAD NACIONAL

JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ CARRIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

HUACHO

2022

PRESIDENTE

Mg. JORGE ADALBERTO LOPEZ BALAREZO

SECRETARIO

Dr. EUGENIO EVARISTO ANDRADE FLORES

VOCAL

Mg. FLOR EONICE RAMIREZ MUNDACA

ASESOR

Ing. HUGO SERRANO RODAS

DEDICATORIA

La presente tesis va dedicada con mucho amor y cariño a Dios, por haberme dado como madre a SULEMA CRISTOBAL CLERQUE, ejemplo de honestidad, humildad, generosidad, esfuerzo, dedicación y deseos de superarse en todo momento, a quien le debo todos mis logros y la persona que soy hoy en día, por sus consejos y sacrificios durante toda la etapa universitaria, le estaré eternamente agradecido.

A mis hermanos, porque fueron parte del proceso de formación universitaria brindándome cariño, enseñanzas, consejos y su apoyo incondicional en todo momento.

AGRADECIMIENTO

Enormemente agradecido con mi asesor de tesis el ingeniero Hugo Serrano Rodas, ya que estuvo guiándome y orientándome en todo el proceso de realización de la presente tesis.

A los Docentes y mis Compañeros de la Facultad de Ingeniería Civil, por las enseñanzas y experiencias vividas durante el ciclo universitario, siendo parte de nuestra formación profesional.

ÍNDICE

CARATULA	1
TITULO	2
DEDICATORIA	4
AGRADECIMIENTO	5
ÍNDICE	6
RESUMEN	14
ABSTRACT	15
INTRODUCCION	16
CAPÍTULO I	18
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	18
1.1. Descripción de la Realidad Problemática	18
1.2. Formulación del Problema	20
1.2.1. Problema General.	20
1.2.2. Problemas específicos.	20
1.3. Objetivos de la Investigación	20
1.3.1. Objetivo general.	20
1.3.2. Objetivo específico.	20
1.4. Justificación de la Investigación	21
1.5. Delimitaciones del estudio	21
1.6. Viabilidad del estudio	22
CAPÍTULO II	23
MARCO TEÓRICO	23
2.1. Antecedentes de la Investigación	23
2.1.1. Investigaciones Internacionales.	23
2.1.2. Investigaciones Nacionales.	25

2.2.	Bases Teóricas	29
2.2.1.	Diseño por capacidad.	29
<i>2.2.1.1.</i>	<i>Filosofía del diseño por capacidad.</i>	<i>29</i>
<i>2.2.1.2.</i>	<i>Analogía de la cadena dúctil.</i>	<i>31</i>
<i>2.2.1.3.</i>	<i>Rigidez de los elementos estructurales para el análisis sísmico.</i>	<i>32</i>
<i>2.2.1.4.</i>	<i>Combinaciones de carga.</i>	<i>33</i>
<i>2.2.1.5.</i>	<i>Factores de reducción de resistencia.</i>	<i>34</i>
<i>2.2.1.6.</i>	<i>Redistribución de momentos.</i>	<i>34</i>
<i>2.2.1.7.</i>	<i>Factor de sobrerresistencia de los materiales.</i>	<i>38</i>
<i>2.2.1.8.</i>	<i>Diseño por flexión.</i>	<i>39</i>
<i>2.2.1.9.</i>	<i>Calculo de la sobrerresistencia de las rotulas plásticas.</i>	<i>42</i>
<i>2.2.1.10.</i>	<i>Calculo del factor de sobrerresistencia.</i>	<i>42</i>
<i>2.2.1.11.</i>	<i>Calculo del factor de sobrerresistencia del sistema.</i>	<i>43</i>
<i>2.2.1.12.</i>	<i>Calculo del factor de sobrerresistencia del sistema.</i>	<i>43</i>
2.2.2.	Diseño por resistencia.	44
2.3.	Bases filosóficas	44
2.4.	Definiciones de términos básicos	45
2.5.	Hipótesis de la investigación	47
2.5.1.	Hipótesis General.	47
2.5.2.	Hipótesis Específicas.	47
2.6.	Operacionalización de las variables	47
CAPÍTULO III		50
METODOLOGÍA		50
3.1.	Diseño Metodológico	50
3.1.1.	Tipo de Investigación	50
3.1.2.	Nivel de la Investigación	50

3.1.3.	Diseño	50
3.1.4.	Enfoque	51
3.2.	Población y muestra	51
3.3.	Técnicas de recolección de datos:	51
3.4.	Técnicas para el procedimiento de la información	52
CAPÍTULO IV		53
RESULTADOS		53
4.1.	Análisis de resultados	53
4.1.1.	Aspectos generales	53
4.1.1.1.	<i>Descripción del proyecto</i>	53
4.1.1.2.	<i>Descripción arquitectónica</i>	53
4.1.1.3.	<i>Descripción estructural</i>	54
4.1.2.	Predimensionamiento	55
4.1.2.1.	<i>Losa aligerada</i>	55
4.1.2.2.	<i>Vigas</i>	56
4.1.2.3.	<i>Columnas</i>	57
4.1.3.	Metrados de cargas	58
4.1.3.1.	<i>Metrado de carga muerta</i>	58
4.1.3.2.	<i>Metrado de carga viva</i>	60
4.1.4.	Análisis sísmico	61
4.1.4.1.	<i>Parámetros Sísmicos de la Edificación</i>	62
4.1.4.2.	<i>Análisis estático</i>	65
4.1.4.3.	<i>Análisis dinámico</i>	67
4.1.5.	Diseño por capacidad	70
4.1.5.1.	<i>Combinaciones de carga</i>	70
4.1.5.2.	<i>Diseño de vigas</i>	70

4.1.6.	Diseño por resistencia	181
4.1.6.1.	<i>Combinaciones de carga</i>	181
4.1.6.2.	<i>Factores de reducción de resistencia</i>	181
4.1.6.3.	<i>Diseño de vigas</i>	182
CAPÍTULO V		189
DISCUSION		189
5.1.	Discusion de resultados	189
CAPÍTULO VI		194
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		194
6.1.	Conclusiones.	194
6.2.	Recomendaciones.	195
REFERENCIAS		197
5.1.	Fuentes bibliográficas	197
ANEXOS 198		
Anexo 01: Matriz de consistencia		199
Anexo 02: Plano en planta de estructuración de edificación		200
Anexo 03: Reportes de desplazamientos del programa Sap 2000		201

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: <i>Niveles e índices de agrietamiento</i>	33
Tabla 2: <i>Operacionalización de variables</i>	49
Tabla 3: <i>Técnica e instrumento para la recolección de datos</i>	52
Tabla 4: <i>Rango de sobrecarga</i>	56
Tabla 5: <i>Expresiones para el predimensionamiento de columnas</i>	57
Tabla 6: <i>Peso de la estructura por categoría de edificación</i>	58
Tabla 7: <i>Predimensionamiento de columnas</i>	58
Tabla 8: <i>Metrado de losa aligerada</i>	59
Tabla 9: <i>Metrado de vigas principales</i>	59
Tabla 10: <i>Metrado de vigas secundarias</i>	59
Tabla 11: <i>Metrado de acabados y tabiquería</i>	60
Tabla 12: <i>Metrado de columnas</i>	60
Tabla 13: <i>Metrado de carga viva</i>	61
Tabla 14: <i>Resumen de carga muerta y viva</i>	61
Tabla 15: <i>Factor de suelo</i>	63
Tabla 16: <i>Periodo TP y TL</i>	63
Tabla 17: <i>Parámetros sísmicos de la edificación</i>	64
Tabla 18: <i>Peso sísmico por cada nivel de piso</i>	65
Tabla 19: <i>Distribución de la fuerza sísmica en altura (eje X – X)</i>	66
Tabla 20: <i>Distribución de la fuerza sísmica en altura (eje Y – Y)</i>	66
Tabla 21: <i>Derivas del sismo estático en dirección en X-X</i>	67
Tabla 22: <i>Derivas del sismo estático en dirección en Y-Y</i>	67
Tabla 23: <i>Derivas del sismo dinámico en dirección en X-X</i>	69

Tabla 24: <i>Derivas del sismo dinámico en dirección en Y-Y</i>	69
Tabla 25: <i>Calculo de los factores de redistribución de la viga del primer nivel</i>	79
Tabla 26: <i>Cálculo de las iteraciones de la viga del primer nivel</i>	80
Tabla 27: <i>Calculo de los factores de redistribución de la viga del segundo nivel</i>	97
Tabla 28: <i>Calculo de iteraciones de la viga del segundo nivel</i>	97
Tabla 29: <i>Calculo de los factores de redistribución de la viga del tercer nivel</i>	114
Tabla 30: <i>Calculo de las Iteraciones de la viga del tercer nivel</i>	115
Tabla 31: <i>Calculo de los factores de redistribución de la viga del Cuarto nivel</i>	132
Tabla 32: <i>Calculo de las iteraciones de la viga del Cuarto nivel</i>	132
Tabla 33: <i>Momentos redistribuidos para las diferentes combinaciones de la viga del primer nivel</i>	150
Tabla 34: <i>Momentos redistribuidos para las diferentes combinaciones de la viga del segundo nivel</i>	151
Tabla 35: <i>Momentos redistribuidos para las diferentes combinaciones de la viga del tercer nivel</i>	152
Tabla 36: <i>Momentos redistribuidos para las diferentes combinaciones de la viga del cuarto nivel</i>	153
Tabla 37: <i>Diseño por capacidad a flexión de la viga del primer nivel</i>	160
Tabla 38: <i>Diseño por capacidad a flexión de la viga del segundo nivel</i>	161
Tabla 39: <i>Diseño por capacidad a flexión de la viga del tercer nivel</i>	162
Tabla 40: <i>Diseño por capacidad a flexión de la viga del cuarto nivel</i>	163
Tabla 41: <i>Factor de sobrerresistencia de la viga del primer nivel</i>	167
Tabla 42: <i>Factor de sobrerresistencia de la viga del segundo nivel</i>	170
Tabla 43: <i>Factor de sobrerresistencia de la viga del tercer nivel</i>	172

Tabla 44: <i>Factor de sobrerresistencia de la viga del cuarto nivel</i>	175
Tabla 45: <i>Diseño por Capacidad a corte de la viga del segundo nivel</i>	179
Tabla 46: <i>Diseño por Capacidad a corte de la viga del tercer nivel</i>	179
Tabla 47: <i>Diseño por Capacidad a corte de la viga del cuarto nivel</i>	180
Tabla 48: <i>Diseño por Resistencia a flexión de la viga del primer nivel</i>	185
Tabla 49: <i>Diseño por Resistencia a corte de la viga del primer nivel</i>	185
Tabla 50: <i>Diseño por Resistencia a flexión de la viga del segundo nivel</i>	186
Tabla 51: <i>Diseño por Resistencia a corte de la viga del segundo nivel</i>	186
Tabla 52: <i>Diseño por Resistencia a flexión de la viga del tercer nivel</i>	187
Tabla 53: <i>Diseño por Resistencia a corte de la viga del tercer nivel</i>	187
Tabla 54: <i>Diseño por Resistencia a flexión de la viga del cuarto nivel</i>	188
Tabla 55: <i>Diseño por Resistencia a corte de la viga del cuarto nivel</i>	188
Tabla 56: <i>Comparación de áreas de acero longitudinal en el diseño de vigas por capacidad y resistencia</i>	189
Tabla 57: <i>Comparación de áreas de acero transversal en el diseño de vigas por capacidad y resistencia</i>	191
Tabla 58: <i>Costo en el diseño por Capacidad</i>	192
Tabla 59: <i>Costo en el diseño por resistencia</i>	193

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Analogía de la cadena dúctil.....	71
Figura 2: Deformaciones a compresión y tracción.....	34
Figura 3: Diagrama de esfuerzos y deformaciones	39
Figura 4: Diagrama de fuerza distribuida en vigas.....	42
Figura 5: Modelo tridimensional de la edificación de cuatro niveles	61
Figura 6: Espectro de aceleraciones en el sentido X-X.....	67
Figura 7: Espectro de aceleraciones en el sentido Y-Y	68
Figura 8: Momentos para la combinación : $1.4CM + 1.7CV$	71
Figura 9: Momentos para la combinación: $1.25CM + 1.25VC + S$	72.
Figura 10: Momentos para la combinación: $1.25CM + 1.25VC - S$	73.
Figura 11: Momentos para la combinación: $0.9CM + S$	74.
Figura 12: Momentos para la combinación: $0.9CM - S$	75.
Figura 13: Momentos para la combinación: $+SISMO$	76.
Figura 14: Momentos para la combinación: $- SISMO$	77.
Figura 15: Momentos redistribuidos para la combinación : $1.4CM + 1.7CV$	154.
Figura 16: Momentos redistribuidos para la combinación: $1.25CM + 1.25CV +SISMO$..	155.
Figura 17: Momentos redistribuidos para la combinación: $1.25CM + 1.25CV -SISMO$	156.
Figura 18: Momentos redistribuidos para la combinación: $0.9CM +SISMO$	157.
Figura 19: Momentos redistribuidos para la combinación: $0.9CM - SISMO$	158.
Figura 20: Diagrama de momentos sobrerresistentes.....	164.
Figura 21: Esquema del cálculo de las fuerzas de corte de la viga	175.
Figura 22: Diagrama de momentos y fuerza cortante	183.

RESUMEN

Título de la investigación: “Análisis comparativo del diseño por capacidad y resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay”. **Objetivo:** determinar el análisis comparativo del diseño por capacidad y resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay. **Metodología:** es de tipo aplicada, su enfoque es cuantitativo, su diseño es no experimental de corte transversal, la población para la investigación fueron 7071 edificios multifamiliares ubicados en el distrito de Hualmay y la muestra fue (1) edificio multifamiliar con sistema aporticado ubicado en la calle Florián Díaz en el distrito de Hualmay. **Resultados:** Los resultados más importantes fue haber realizado el análisis y diseño estructural mediante la aplicación del diseño por capacidad y resistencia, obteniendo un ahorro de acero longitudinal en la metodología por capacidad esto debido a la redistribución de momentos previo al diseño estructural, incrementando la ductilidad de la estructura y disminuyendo el costo de ejecución respecto a que si fuera diseñado por resistencia como establece la normativa peruana. **Conclusiones:** Se ha analizado y comparado el diseño sísmico por capacidad y resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado, los resultados numéricos y de diseño mediante la aplicación de ambas metodologías se muestran de manera detallada en el Capítulo IV.

Palabras clave: Sistema aporticado, diseño por capacidad, diseño por resistencia

ABSTRACT

Research title: "Comparative analysis of the design by capacity and resistance of a multi-family building with framed system in the district of Hualmay". **Objective:** to determine the comparative analysis of the design by capacity and resistance of a multi-family building with a framed system in the district of Hualmay. **Methodology:** it is of an applied type, its approach is quantitative, its design is non-experimental cross-sectional, the population for the investigation was 7071 multi-family buildings located in the district of Hualmay and the sample was (1) multi-family building with a framed system located on the street Florián Díaz in the district of Hualmay. **Results:** The most important results were to have carried out the analysis and structural design through the application of capacity and resistance design, obtaining longitudinal steel savings in the capacity methodology, due to the redistribution of moments prior to structural design, increasing ductility. of the structure and reducing the cost of execution compared to if it were designed for resistance as established by Peruvian regulations. **Conclusions:** The seismic design for capacity and resistance of a multi-family building with framed system has been analyzed and compared, the numerical and design results through the application of both methodologies are shown in detail in Chapter IV.

Keywords: Framed system, capacity design, resistance design

INTRODUCCION

En nuestro territorio las norma E-030, con la finalidad de diseñar las edificaciones de acuerdo a los principios de diseño sismorresistentes, para poder evitar el colapso de las edificaciones ante sismos de gran magnitud establece mínimas condiciones mínimas para las distorsiones de entrepiso que rigen en el diseño. Sin embargo, estos valores tienen que ver más con el comportamiento observado de las edificaciones ante sismos pasados que con las demandas reales, debido a que los sismos de los últimos años muestran demandas de resistencia mucho mayores que las mínimas requeridas por la norma.

Ante esta problemática de estimar la demanda, muchos investigadores están obligados en la incorporación de una nueva metodología de diseño llamado por capacidad que centra la atención en la gran capacidad que tiene la estructura de disipar la energía esto debido a que incursiona en el rango inelástico.

El objetivo de la presente investigación es determinar el análisis comparativo del diseño por capacidad y resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay y se encuentra estructurada de acuerdo a los siguientes capítulos:

El Capítulo I, comprende la descripción respecto a la realidad problemática, formulación del problema, objetivos, se argumenta el estudio y el otorgamiento de factibilidad.

El Capítulo II, abarca los antecedentes nacionales y/o internacionales, bases filosóficas y teóricos, hipótesis de la investigación y Operacionalización de variables.

El Capítulo III, abarca la metodología utilizada, población y muestra, los instrumentos y técnicas de recolección y/o procesamiento de información.

El Capítulo IV, abarca los resultados de ambas metodologías de diseño de la presente investigación.

El Capítulo V, abarca la discusión de los resultados comparando ambas metodologías de diseño.

El Capítulo VI, abarca las conclusiones y las recomendaciones a los nuevos tesis.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción de la Realidad Problemática

En el mundo dentro de los fenómenos más devastadores que ocasiona pérdidas de vidas humanas y genera daños a las edificaciones son los llamados terremotos, es un problema que preocupa a la población debido a que no existe un mecanismo de evitar los sismos. Por ello, es de suma importancia que cada país realice un adecuado análisis y diseño de las estructuras para así garantizar que las edificaciones tengan un óptimo comportamiento antes los eventos sísmicos.

El territorio peruano se encuentra ubicado dentro del cinturón de fuego del pacífico y la mayor actividad sísmica ocurre en esta zona, debido a que se genera la interacción entre las placas de Sudamérica y Nazca, generando sismos de magnitudes elevadas.

Los terremotos que se dieron en la historia de nuestro país causaron muchas pérdidas humanas como también materiales, esto nos da entender que las edificaciones no están aptas para soportar sismos de gran magnitud, muy aparte que se encuentra en una zona altamente

sísmica los criterios de diseño no son los adecuados, nuestra norma establece que la metodología por resistencia es lo que debemos de optar para el diseño de las edificaciones, pero es muy complicado evaluar el comportamiento de las estructuras frente a los sismos severos, ya que para realizar el diseño por resistencia el análisis se realiza solamente en el rango lineal, lo cual resulta muy complicado ver cómo se comporta una estructura ante los eventos sísmicos, ante esto surge la metodología del diseño por capacidad en donde el análisis incursiona en el rango no lineal, lo cual nos aproxima al verdadero comportamiento de las estructuras ante los sismos.

El distrito de Hualmay se encuentra ubicado en la zona sísmica 4, por lo tanto, se considera como una ciudad de alta actividad sísmica, a esto se suma que los criterios, cálculos y diseños que se realizan sobre las edificaciones en la ciudad de Hualmay es mediante la metodología por resistencia, donde no permite predecir la forma en que fallará la estructura y pudiendo así llegar al colapso.

Las consecuencias que pueden ocasionar estos problemas es el colapso total de las edificaciones, generando pérdidas de vidas humanas y materiales, en nuestro territorio la mayoría de las edificaciones no son verificadas tampoco diseñadas conforme al reglamento, las cuales los sismos al interactuar sobre las edificaciones las vuelven vulnerables a ocasionar daños estructurales y al posible colapso total de la edificación.

Como profesionales de ingeniería civil debemos difundir como alternativa de diseño la metodología por capacidad que actualmente lo aplican muchos países de alta actividad sísmica, esta metodología se basa en obtener un comportamiento óptimo y así evitar el colapso de las estructuras aun cuando haya excedido su resistencia, esto se debe a la amplia capacidad de disipación de energía.

1.2. Formulación del Problema

1.2.1. Problema General.

¿Cuál es el análisis comparativo del diseño por capacidad y resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay?

1.2.2. Problemas específicos.

¿Cuál es el diseño por capacidad de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay?

¿Cuál es el diseño por resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay?

¿Qué mecanismo de colapso es el adecuado según la metodología de diseño por capacidad?

1.3. Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo general.

Determinar el análisis comparativo del diseño por capacidad y resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay.

1.3.2. Objetivo específico.

Efectuar el diseño por capacidad de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay.

Efectuar el diseño por resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay.

Detallar el mecanismo de colapso de la estructura según la metodología de diseño por capacidad

1.4. Justificación de la Investigación

Teórica

La presente investigación tiene como propósito el estudio de dos metodologías de diseño; el diseño por resistencia que es la metodología tradicional que establece nuestra norma y el diseño por capacidad que es una metodología que surge en Nueva Zelanda y se proyecta como una alternativa o herramienta de diseño muy interesante, que actualmente lo aplican los países altamente sísmicos.

Practica

Los resultados de la presente investigación serán importantes para los profesionales especializados en el área de la ingeniería estructural, ya que nos determinará que metodología es la que nos brinda un comportamiento más óptimo de las estructuras ante un evento sísmico y al resguardo de vida de sus ocupantes.

Metodológica

La investigación se apoya en los principios del método científico, los procedimientos se basan de acuerdo a guías especificadas y se pretende obtener resultados a partir de las hipótesis planteadas.

1.5. Delimitaciones del estudio

Delimitación espacial

La investigación se realizará para una edificación ubicada en la calle Florian Díaz, distrito de Hualmay, provincia de Huaura, por lo que para el diseño se tomaran todos los parámetros sísmicos de esta zona.

Delimitación temporal

El análisis comparativo del diseño por capacidad y diseño por resistencia de un edificio en el distrito de Hualmay se realizará desde marzo del 2022 hasta junio del 2022.

1.6. Viabilidad del estudio

Técnica

La presente investigación por ser una investigación netamente de carácter técnico, puede desarrollarse por profesionales de la carrera de ingeniería civil, y además con la ayuda del asesor.

Operativa

La presente investigación tiene viabilidad operativa ya que se dispone de los recursos humanos por parte del propietario del predio en donde se va a realizar la investigación, que a través de un documento se da la autorización al realizador de la tesis.

Financiera

Se realizará la inversión de dinero en pasajes, copias, impresiones, internet, alimentación, servicios básicos, estudio de suelos y entre otros, la investigación será financiado en su totalidad netamente por el realizador de la tesis.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

Para realizar el análisis comparativo del diseño por capacidad y resistencia del edificio multifamiliar con sistema aporcado en el distrito de Hualmay, se han tomado como antecedentes estudios realizados a nivel internacional como a nivel Nacional, por lo que se han seguido los procedimientos desarrollados por las siguientes investigaciones que se mencionan a continuación.

2.1.1. Investigaciones Internacionales.

Duarte, Martínez & Santamaria. (2017) en su investigación titulada “Análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de el salvador” en la Universidad de el Salvador.

Objetivo

Evaluar el comportamiento estructural y funcionamiento de la parte central del edificio de la Facultad de Medicina de la universidad de El Salvador utilizando un análisis estático no lineal.

Metodología

La investigación fue de tipo descriptiva

Conclusiones

Tener información del estado actual de la edificación es de suma importancia para realizar el análisis estático no lineal, y así poder representar un modelo que nos brinde un comportamiento de la estructura que se asemeje más a la realidad.

Las vigas y columnas deben diseñarse teniendo en cuenta que si ocurre la falla sea por fluencia del acero, es decir una falla dúctil y así evitar que el daño sea por aplastamiento del concreto, es decir una falla frágil.

Los criterios que se toman en cuenta para la estructuración durante la etapa de diseño son muy importantes para realizar un diseño adecuado de los elementos estructurales.

Wiliam (2016) en su investigación titulada “análisis estructural de un edificio de hormigón armado y propuesta de un nuevo proyecto estructural - estudio de caso”. Desarrollado en un centro universitario en el sur de Minas Gerais.

Objetivo

Abordar cuestiones relacionadas con el diseño estructural de un edificio de uso mixto, comercial y residencial, realizado en la ciudad de Paraguaçu, Minas Gerais. Comparación de costos entre la estructura ejecutada y el nuevo proyecto estructural

Metodología

La investigación fue de tipo descriptiva

Conclusión

Se sabe que el edificio elegido para esta obra ya existe, y los resultados obtenidos con el estudio solo enfatizaron que, durante el diseño de un edificio, el ingeniero de toma de decisiones puede influir mucho en el resultado final, especialmente en los aspectos económicos y de seguridad característicos. de la estructura.

Gallardo (2016) en su investigación titulada “Diseño Estructural del Edificio de la Clínica Fundación Vida Silvestre” en la Universidad San Francisco de Quito.

Objetivo

Realizar el análisis y diseño estructural de la clínica Fundación Vida Silvestre cumpliendo lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Metodología

La investigación fue de tipo descriptiva

Conclusiones

En el diseño de estructuras es muy importante el uso de programas que nos permitan modelar lo más cercanamente posible a la estructura. En tal sentido se debe considerar el material de la estructura, la geometría, los empotramientos, las articulaciones; así como también las cargas.

Las cargas aplicadas a la estructura para su modelación dependen de la ubicación de la estructura la cual nos determina el tipo de suelo y el riesgo sísmico, así como también la ubicación de elementos adicionales a la estructura como rigidizadores que ayudarán a la respuesta sísmica frente a una aceleración establecida.

2.1.2. Investigaciones Nacionales.

Cabanillas & Rondan (2018) en su investigación titulada “Evaluación y diseño por capacidad en la estructura de la oficina central de admisión de la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, mediante el análisis estático no lineal - pushover” en la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión.

Objetivo

Evaluar el comportamiento estructural de la Oficina Central de Admisión, aplicando la metodología del diseño por capacidad mediante el análisis estático no lineal.

Metodología

La investigación que se realizó fue aplicada o práctica

Conclusiones

El desempeño estructural para ambas metodologías evaluados asegura preservar la vida humana para cada nivel de sismo, el nivel de daño para un sismo raro según la normativa peruana es de ocupación inmediata, lo cual garantiza que la estructura no se presenten amenazas que pongan en riesgo el comportamiento estructural de la edificación ni de sus ocupantes.

En el diseño por capacidad la distribución del acero longitudinal en las vigas es más uniforme, esto se debe al proceso de redistribución de momentos a la hora del análisis, por lo tanto, nos proporciona un ahorro en términos económicos y una mejor respuesta estructural de la edificación.

Calizaya (2017) en su investigación titulada “Análisis estructural y diseño sísmico comparativo por capacidad y resistencia, de un edificio para oficinas en el centro poblado de los Ángeles - Moquegua 2017” en la Universidad José Carlos Mariátegui.

Objetivo

Realizar el análisis comparativo entre la metodología de capacidad y metodología de resistencia de un edificio para uso de oficinas, ubicado en el centro poblado de los Ángeles – Moquegua.

Metodología

La investigación fue de tipo descriptiva comparativa

Conclusiones

En cuanto al diseño de vigas por capacidad, es conservadora en cuanto a la dotación del acero por corte.

En el diseño de columnas por capacidad la demanda de cargas es mucho mayor debido a la amplificación de cargas según la metodología por resistencia.

En el diseño de vigas por resistencia, hay mayor dotación de acero longitudinal en los extremos de la viga a flexión negativa.

En el diseño de columnas por resistencia, se realiza siguiendo una secuencia en función de la cuantía mínima y la verificación mediante el diagrama de iteración.

Carrasco (2017) en su investigación titulada “Estudio y aplicación de la metodología de diseño por capacidad para edificaciones de concreto armado” en la Universidad Nacional del Centro del Perú – Huancayo

Objetivo

Estudiar los fundamentos de la metodología del diseño por capacidad de edificaciones con sistemas aporricados.

Metodología

La investigación fue de tipo descriptiva

Conclusiones:

La metodología del diseño por capacidad de basa generalmente en la formulación de una jerarquía en la resistencia de los elementos estructurales de un sistema aporticado, a partir de ello se genera un mecanismo de falla adecuado, este mecanismo es de la columna fuerte – viga débil y así hacer que las rotulas plásticas aparezcan primero en las vigas y posteriormente en las columnas.

Para cumplir con el mecanismo de columna fuerte – viga débil, las fuerzas cortantes y momentos de diseño de las columnas deben ser amplificados mediante los factores de sobrerresistencia de las vigas y los factores de amplificación dinámica.

En las zonas donde se formen las rotulas plásticas de la columna, el criterio que se usó para el espaciamiento de los estribos fue el de confinamiento del concreto y en aquellas zonas donde no se formen rotulas plásticas el criterio que se usó es de acuerdo a la norma E. 060.

Sanchez (2019) en su investigación titulada “Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo” en la Universidad Peruana del Centro – Huancayo

Objetivo

Realizar el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo.

Metodología

La investigación fue de tipo Aplicada

Conclusiones:

Se llegó a la conclusión que la estructura es segura ya que para el diseño se usó el método de la resistencia última, además que las derivas en cada dirección están dentro lo establecido en la norma E.030, por lo que nos indica que las cargas laterales a la edificación son confiables.

Para realizar una adecuada configuración estructural los criterios que se plantearon fueron los siguientes: Dar una buena rigidez a la estructura en cada dirección y esta rigidez se logra con la incorporación de muros estructurales, la distribución de los elementos estructurales en planta y elevación fueron simétricos con el fin de evitar los efectos de torsión, se respetó la distribución arquitectónica inicialmente planteada.

La cimentación que mejor se adecuó a la edificación fue de las zapatas aisladas para las columnas, permitiendo una buena distribución de las presiones en el suelo y para el caso de los muros estructurales la cimentación que se optó fue de cimiento corrido.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Diseño por capacidad.

2.2.1.1. *Filosofía del diseño por capacidad.*

La metodología por capacidad es un tipo de diseño a flexión, lo que se busca en esta metodología es la formulación de una jerarquía en la resistencia de los elementos estructurales del sistema y así generar un mecanismo de falla adecuado, lo cual se buscará que la falla que se presente en el sistema sea dúctil y así evitar la falla frágil, para ello se localizan ciertas zonas de la estructura en la que van a ser diseñados para disipar energía, estas zonas se les conoce como rotulas plásticas. (Cabanillas & Rondan, 2018, p.9)

Esta metodología tiene como objetivo principal obtener una estructura muy tolerante a los desplazamientos, así evitar que la estructura llegue al colapso a pesar de que haya excedido su resistencia, por lo que es necesario escoger y diseñar de manera detallada aquellos elementos estructurales resistentes a las fuerzas sísmicas para disipar energía bajo los desplazamientos causados por los sismos. (Cabanillas & Rondan, 2018, p.9)

La filosofía del diseño por capacidad se inicia aproximadamente en el año 60 en el país de Nueva Zelanda, por J. P. Hollings, la finalidad de esta metodología es que la fluencia ocurra solo en las zonas dúctiles escogidas, esta metodología se incorpora a la norma NZS 3101:1982 de Nueva Zelanda, basadas en los aportes de Paulay, en los años de 1975, 1977 y 1980. (Cabanillas & Rondan, 2018, p.9)

La filosofía del diseño por capacidad es:

- Se determinan ciertas zonas donde se formarán las rotulas plásticas, se diseñarán tal que tengan una resistencia nominal por encima de la resistencia requerida que se obtiene a partir de las combinaciones de cargas, estas zonas se detallan cuidadosamente con la finalidad de asegurar que las demandas de ductilidad en estas zonas sean las esperadas, y esto se obtiene cuando los espaciamientos de la armadura transversal son cortas. (Calizaya, 2017, p.27)
- Los elementos estructurales que presenten las rotulas plásticas, deberán evitar las formas indeseables de la deformación inelástica como los originados por corte o fallas de anclaje, asegurando que la resistencia de estas formas exceda la capacidad de las rotulas a causa de la sobrerresistencia flexional. (Calizaya, 2017, p.28)
- Las zonas donde no se puede disipar energía consideradas altamente frágiles, se protegerán asegurando que la resistencia sea mayor que las demandas originadas por

la sobrerresistencia flexional de las rotulas plásticas, por lo que estas zonas serán diseñadas para que se comporten de manera elástica independiente de la intensidad del sismo. (Calizaya, 2017, p.28)

2.2.1.2. Analogía de la cadena dúctil.

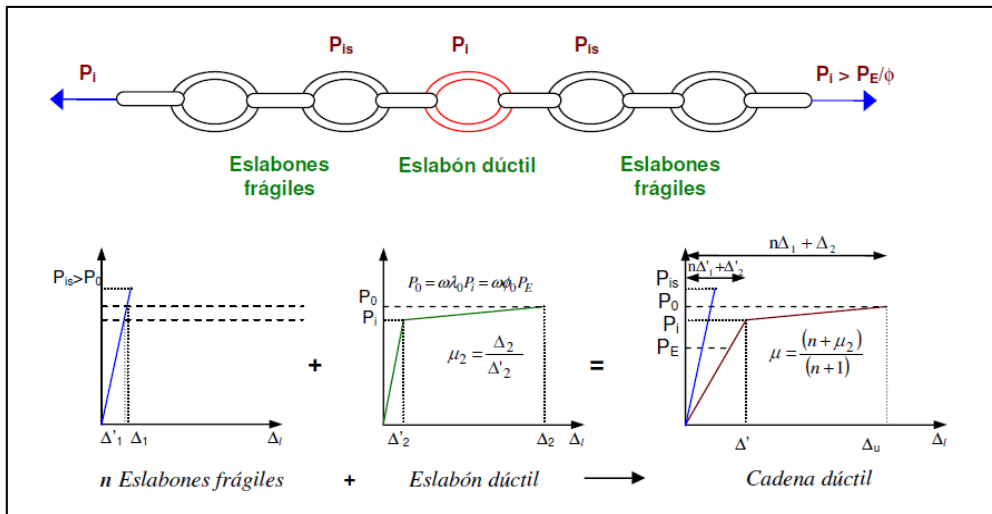
La analogía de la cadena dúctil se refiere a que la representación del comportamiento de un sistema estructural es mediante una cadena, toda cadena se rompe por el eslabón más débil, pero si ese eslabón es diseñado expresamente para que antes de llegar a romperse se llega a comportar como si fuera dúctil, entonces toda la cadena se comportará como dúctil. (Carrasco, 2017, p.32)

Las diferentes solicitaciones sobre los elementos estructurales se representan por los eslabones de la cadena, dicha cadena está conformada por eslabones frágiles y un eslabón dúctil. Se conoce que la falla debido a la fuerza cortante es una falla frágil, mientras que la resistencia a la flexión puede ser dúctil, siempre y cuando se diseña respetando ciertas condiciones (cuantía limitada, confinamiento), por lo tanto, la resistencia al corte debe de ser mayor que la resistencia a la flexión, en la cadena, los eslabones frágiles representan la resistencia al corte, mientras que el eslabón dúctil representa la resistencia a la flexión. (Carrasco, 2017, p.32)

“La fuerza que se le aplica a todos los eslabones es la misma, por consiguiente, si se provee a los eslabones frágiles con una resistencia mayor que la máxima, se consigue una cadena dúctil que resiste la fuerza aplicada” (Cabanillas & Rondan, 2018, p.21).

Figura 1

Analogía de la cadena dúctil



Fuente: Tomada de (Carrasco, 2017)

2.2.1.3. Rigidez de los elementos estructurales para el análisis sísmico.

Las edificaciones de concreto armado precisamente diseñadas y detalladas, cada vez que se presenten sismos de magnitudes elevadas (severos), van a comenzar a tener un comportamiento inelástico, es decir no cumplirán con la ley de Hooke, este suceso hace que las rigideces de los elementos estructurales de las edificaciones disminuyan y que la posibilidad de que disipe energía aumente. (Calizaya, 2017, p.29)

Sabiendo que la metodología del diseño por capacidad estima lo que previamente fue mencionado, para ello se necesita hacer un análisis sísmico en el rango elástico teniendo en cuenta las rigideces efectivas de los elementos estructurales, este mecanismo tiende a disminuir la aceleración espectral o las fuerzas de inercia generadas, en relación con las que se obtendrán mediante un análisis lineal elástico de una estructura no fisurada. (Calizaya, 2017, p.29)

Para poder llevar a cabo esta presente investigación se han tomado en cuenta ciertas consideraciones analizadas para las edificaciones en el Perú, dichas consideraciones o parámetros se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 1

Niveles e índices de agrietamiento

Niveles de agrietamiento				
Elemento	N-1	N-2	N-3	N-4
Vigas	1	0.9	0.6	0.35
Columnas	1	0.9	0.8	0.7
Muros	1	0.9	0.8	0.7

Fuente: Calizaya – 2017

Lo que podemos mencionar de esta tabla, es que el N-1 representa primer nivel de agrietamiento y esto está establecido para edificaciones con elementos estructurales de secciones brutas, el N - 4 representa el ultimo nivel de agrietamiento lo cual es el sugiere el código ACI y nuestra norma E. 060, para las edificaciones peruanas se ha tomado como valores representativos el N-3.

2.2.1.4. Combinaciones de carga.

Para reallizar el diseño de los elementos estructurales de una edificación es necesario realizar las combinaciones de carga que son recomendadas por nuestra norma peruana, específicamente la E.060 de concreto armado.

- $U = 1.40 C_m + 1.70 C_v$
- $U = 1.25 C_m + 1.25 C_y \pm \text{Sismo}$
- $U = 0.9 C_m \pm \text{Sismo}$

2.2.1.5. Factores de reducción de resistencia.

Nuestra norma E.060 establece que la metodología de diseño de las edificaciones en el Perú debe ser por resistencia, por lo cual el factor de reducción por flexión que se toma para el diseño de vigas es de 0.90.

Este valor cambia cuando se usa la metodología de diseño por capacidad, cuando el momento flexionante que se requiere se funda en las solicitaciones máximas que se puede dar impulsadas cuando las rotulas plásticas fomentan su sobrerresistencia flexional, en el caso de las columnas excluyendo la parte de la base o en el nivel de entrepiso resulta muy conservador disminuir la resistencia nominal por un factor de reducción menor a 1, de esta manera para el diseño de columnas(excepto en la base de la columna y el nivel de entrepiso) se tomaran valores de factor de reducción igual a 1, de esta manera podemos decir que el $M_u = M_i$. (Calizaya, 2017, p.31)

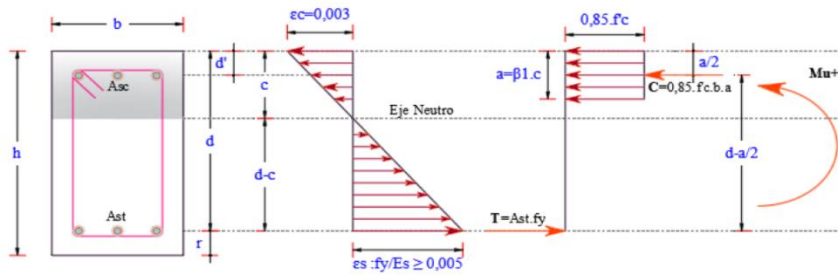
En el caso del diseño por cortante se usa el mismo argumento ya mencionado, por lo tanto, para el diseño de columnas como para el diseño de vigas, la resistencia al corte se apoya en la sobrerresistencia flexional de las rotulas plásticas de las vigas, por lo cual el valor del factor de reducción es igual a 1, de la misma manera concluimos que $V_u = V_i$. (Calizaya, 2017, p.31)

2.2.1.6. Redistribución de momentos.

Para el caso de la redistribución de momentos el código ACI 318 estableció ciertos parámetros de límites máximos que hasta el día de hoy se han mantenido aquellos porcentajes de ajustes.

Figura 2:

Deformaciones a compresión y tracción



Fuente: Tomada de (Carrasco, 2017)

De la figura anterior realizamos semejanza de triángulos y obtenemos:

- $\frac{\varepsilon_t}{d-c} = \frac{0.003}{c}$
- $\varepsilon_t = \frac{0.003}{c} \times (d - c)$
- $\varepsilon_t = \frac{0.003}{c} \left(\frac{d}{c} - 1\right)$

Equiparamos una porción del peralte con la altura de compresión del rectángulo equivalente mostrado, como cuando se calcula el factor escala (r).

- $d \cdot r = c$
- $a = \beta_1 \cdot c$
- $a = \beta_1 \cdot r \cdot d$

reemplazamos el valor de “c” en “a”, siendo c:

$$c = 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot r \cdot d$$

estableciendo la fórmula de momento nominal

$$Mn = C \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d \cdot \left(d - \frac{\beta 1 \cdot r \cdot d}{2} \right)$$

$$Mn = 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d^2 - 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d^2 \cdot \frac{\beta 1 \cdot r}{2}$$

$$Mn = 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \beta 1 \cdot r \cdot d^2 \cdot \left(1 - \frac{\beta 1 \cdot r}{2} \right)$$

$$\frac{Mn}{f'c \cdot b \cdot d^2} = 0.85 \cdot \beta 1 \cdot r \cdot \left(1 - \frac{\beta 1 \cdot r}{2} \right)$$

$$\frac{Mn}{f'c \cdot b \cdot d^2} = 0.85 \cdot \beta 1 \cdot r - \frac{0.85(\beta 1 \cdot r)^2}{2}$$

Igualando a cero y solucionamos la ecuación de segundo grado

$$0.85 \cdot x = 0.85 \pm \sqrt{0.85^2 - 4(0.425) \left(\frac{Mn}{f'c \cdot b \cdot d^2} \right)}$$

$$X = \frac{0.85}{0.85} \pm \frac{1}{0.85} \sqrt{0.85^2 - (1.7) \left(\frac{Mn}{f'c \cdot b \cdot d^2} \right)}$$

$$X = 1 \pm \sqrt{\frac{0.85^2}{0.85^2} - \frac{(1.7)}{0.85^2} \left(\frac{Mn}{f'c \cdot b \cdot d^2} \right)}$$

$$X = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2}{0.85} \left(\frac{Mn}{f'c \cdot b \cdot d^2} \right)}$$

$$r \cdot \beta_1 = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{40}{17} \left(\frac{Mn}{f'c \cdot b \cdot d^2} \right)}$$

se sabe que:

$$Ku = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$r \cdot \beta_1 = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{40}{17} \left(\frac{Ku}{f'c} \right)}$$

$$r = \frac{1 \pm \sqrt{1 - \frac{40}{17} \left(\frac{Ku}{f'c} \right)}}{\beta_1}$$

$$\varepsilon_t = 0.003 \left(\frac{1 \cdot c}{c \cdot r} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_t = 0.003 \left(\frac{1}{r} - 1 \right)$$

$$\varepsilon_t = 0.003 \left(\frac{\beta_1}{\sqrt{1 - \frac{40}{17} \left(\frac{Ku}{f'c} \right)}} - 1 \right)$$

Debemos de tomar en cuenta que Mu es el momento máximo de todas las combinaciones mostradas anteriormente en las caras de los soportes de las vigas.

Se hace la iteración con la finalidad de que concurra el momento redistribuido y el factor de redistribución, para así poder obtener la máxima redistribución que se puede dar, también se debe especificar que el ACI 318 implanta que la redistribución de momentos puede darse cuando el valor de ε_t es mayor o igual a 0.0075.

2.2.1.7. Factor de sobrerresistencia de los materiales.

“Este factor λ_o , toma en cuenta todas las fuentes que permitan aumentar la resistencia de los los materiales, tanto de concreto como del acero” (Calizaya, 2017, p.36).

Las propiedades características del acero lo cual resulta un material muy bueno para el diseño y ejecución de edificaciones Sismorresistente son: el acero presenta alto grado de fluencia una vez llegado a su resistencia máxima luego de esto pasa a tener un comportamiento de endurecimiento gradual y casi nula la diferencia entre las tracciones de fluencia real y la especificada. (Calizaya, 2017, p.36)

Las propiedades mencionadas son de suma importancia para que la metodología del diseño por capacidad sea buena, generalmente para obtener una resistencia adecuada al corte y a flexión en las secciones de los elementos estructurales donde no lleguen a formarse rotulas plásticas, es decir que estén por encima de la sobrerresistencia flexional de las rotulas. (Calizaya, 2017, p.36)

El factor de sobrerresistencia queda expresada de la siguiente manera:

$$\lambda_o = \lambda_1 + \lambda_2$$

Dónde:

$$C_{max} = \frac{\cdot \varepsilon_{c \max}}{\varepsilon_{c \max} + \varepsilon_{c \min}} d$$

El valor máximo que puede adoptar la zona de compresión es:

$$a_{max} = \beta_1 \cdot C_{max}$$

Estimamos la altura del bloque de compresión a partir del momento último.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{2Mu}{0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot \phi}\right)}$$

Si $a \leq a_{\max}$. el diseño concluye en el siguiente paso.

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

Si $a \geq a_{\max}$. se debe continuar con el siguiente paso

La fuerza de compresión determinada por el concreto está representada por:

$$C = 0.85 \cdot f'c \cdot b \cdot a_{max}$$

El momento soportado por el refuerzo de acero y el concreto que expresada de la siguiente manera

$$M_u = C \left(d - \frac{a_{max}}{2}\right) \phi$$

El momento soportado por el acero tanto a tracción como en compresión queda expresada de la siguiente manera.

$$M_{us} = M_u - M_{ue}$$

$$f's = Es \cdot \epsilon_c \cdot ma \left[\frac{c_{max} - d'}{c_{max}} \right] \leq fy$$

La cantidad de acero a compresión que se requiere esta expresada por:

$$A's = \frac{M_{us}}{(f's - 0.85f'c)(d - d')^\phi}$$

Para compensar el acero de tracción con el acero de compresión queda expresada de la siguiente manera:

$$A_{s1} = \frac{M_{uc}}{fy(d - \frac{a_{max}}{2})^\phi}$$

Para compensar el acero de compresión con el acero de tracción queda expresada de la siguiente manera:

$$A_{s2} = \frac{M_{uc}}{fy(d - \frac{a_{max}}{2})^\phi}$$

Por consiguiente, el área de acero en la zona de tracción está dada por.

$$As = As1 + As2$$

2.2.1.9. *Calculo de la sobrerresistencia de las rotulas plásticas.*

Para calcular el valor de la sobrerresistencia antes necesitamos hallar el momento ideal o nominal real, dicho momento se halla con la siguiente expresión:

$$M_i = M_n = A_{s_{colocado}} \cdot f_y \left(d - \frac{A_{s_{colocado}} \cdot f_y \cdot d^2}{1.7 f'c \cdot b} \right)$$

Una vez obtenido el momento se procede a calcular el valor de sobrerresistencia. M_o en el eje de la columna: $M_o = \lambda_o \cdot M_i$, el valor de sobrerresistencia de los materiales solo considera la del acero, y que dicho valor se ha mencionado anteriormente.

2.2.1.10. *Calculo del factor de sobrerresistencia.*

Mediante el factor de sobrerresistencia ϕ_o se puede determinar la sobrerresistencia por flexión de las vigas, y se calcula en el eje de la sección de cada columna para cada dirección del sismo.

$$\Phi_o = \frac{M_o}{M_{sismo}}$$

Lo primero que se realiza es calcular la relación que existe entre el momento en el eje (M_o) y el momento de sismo en el nudo (M_{sismo}), el factor Φ_o , no se aplicara en aquellas zonas donde se formen las rotula plásticas, tampoco en la base de la columna como en la parte más superior de la columna, es decir en el último piso.

El valor de Φ_o en la parte central de la columna se obtendrá a partir de la razón de la sumatoria de momentos sobrerresistentes respecto a los momentos generados a los sismos concurrentes en el nodo.

$$\varphi_0 = \sum M_0 / \sum M_{sismo}$$

2.2.1.11. *Calculo del factor de sobrerresistencia del sistema.*

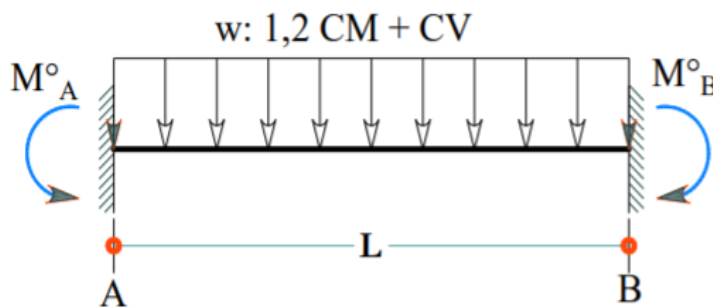
Para especificar y calcular la sobrerresistencia del sistema y pueda funcionar como un todo, se determina el factor de sobrerresistencia mediante la siguiente expresión.

$$\psi_0 = \sum M_{o,j} n / \sum M_{sismo,j} = \sum (\varphi_0, M_{sismo,j}) / \sum (M_{sismo,j})$$

2.2.1.12. *Calculo del factor de sobrerresistencia del sistema.*

Figura 4

Diagrama de fuerza distribuida en vigas



Fuente: Tomada de (Carrasco, 2017)

Con respecto a la filosofía de diseño hay que tener en cuentas las siguientes consideraciones:

- $\Phi = 1$, representa el factor de reducción de resistencia en el concreto
- En aquellas zonas donde se forman las rotulas plásticas la contribución del concreto es cero, $V_c = 0$
- Se debe verificar que se cumpla que $V_u < V_s = 2.11 \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$

- El espaciamiento del estribo se calcula de la siguiente manera: $S = Ate \cdot d \cdot fyV$
- El espaciamiento máximo en la zona de rotula plástica se adoptará por el menor valor de las siguientes expresiones, $\min (d/4, 8db, 24dbe)$.
- En las zonas donde no se generen las rotulas plásticas el espaciamiento de los estribos no deberá ser más de $d/2$.

2.2.2. Diseño por resistencia.

Los criterios y consideraciones que debemos a tener en cuenta para el diseño de los elementos estructurales se encuentran en el Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 de concreto armado.

Esta metodología de diseño en sus inicios se llamaba diseño por resistencia ultima y en la actualidad solo se conoce como diseño por resistencia, esta metodología se centra en la resistencia de los elementos estructurales en condiciones que corresponde a la falla.

(Calizaya, 2017, p.47)

Esta metodología fue adoptada por el ACI en el año 1971, lo que se recomienda en primer lugar es establecer dimensiones de los elementos estructurales y también de los refuerzos con la finalidad de que la resistencia de los elementos estructurales sea óptima para soportar las fuerzas resultantes generadas por las sobrecargas. La resistencia nominal de los elementos debe estimarse teniendo en cuenta el comportamiento inelástico del material, es decir, tanto el concreto como el acero deben de comportarse inelásticamente a la resistencia final. (Calizaya, 2017, p.47)

2.3. Bases filosóficas

La presente investigación aportará a la sociedad en la seguridad de las edificaciones ante los eventos sísmicos, también aportará a los profesionales de la carrera de Ingeniería Civil

aplicar una nueva metodología en el diseño de todas las edificaciones del Perú, y así nos permita reducir los daños producidos en las edificaciones ante sismos de grandes magnitudes.

2.4. Definiciones de términos básicos

Resistencia

La resistencia es una propiedad que presentan los materiales con la capacidad de soportar cargas sin llegar a colapsar a pesar de haber sufrido deformaciones.

Rigidez

La rigidez es una propiedad que presentan los materiales en la que se opone a las deformaciones, es decir, soportan pesos o cargas sin llegar a deformarse o desplazarse excesivamente.

Ductilidad

La ductilidad es una propiedad que presentan los materiales en la que pueden presentar deformaciones más allá del límite elástico, es decir van a incursionar en el rango plástico sin disminuir de manera notable su resistencia o rigidez.

Capacidad estructural

Es la habilidad que tiene un sistema estructural de poder resistir las demandas sísmicas y esto va a depender de la resistencia y deformación última de las estructuras.

Demanda sísmica

Es la simbolización de los movimientos sísmicos, para la estructura y un movimiento sísmico, la demanda representa la respuesta máxima esperada por la estructura cuando se genere un movimiento sísmico.

Rotulas plásticas

Se define como rotulas plásticas a aquellas zonas en donde la sección del elemento estructural no es capaz de absorber energía y empieza a rotar.

Derivas

Las derivas son mediciones adimensionales que se da con la relación del desplazamiento respecto la altura de cada entrepiso.

Falla frágil

Se produce cuando primero se genera la falla del concreto antes que el acero de refuerzo comience a fluir.

Falla dúctil

Se produce cuando acero de refuerzo en tensión o tracción ha llegado a su situación de fluencia mucho antes que el concreto empiece a aplastarse en la zona de compresión.

Análisis estático lineal

Se utiliza para calcular los desplazamientos, fuerzas para el diseño sísmico, la distribución de fuerzas por cada nivel de entrepiso y fuerzas internas.

Análisis dinámico lineal

Se utiliza para modelar la estructura como un sistema de múltiples grados de libertad con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente

La sobrerresistencia

Se refiere a la contribución a la resistencia y la rigidez de aquellos elementos considerados no estructurales que se encuentran ligados a la estructura principal.

Resistencia ultima

Lo que nos determina la resistencia ultima es el esfuerzo máximo que puede soportar un material y esto varía de acuerdo a la composición o características de los materiales.

Resistencia nominal

Es la resistencia de los materiales antes de aplicarse cualquier factor de reducción de la resistencia.

2.5. Hipótesis de la investigación

2.5.1. Hipótesis General.

Con el análisis comparativo del diseño por capacidad y resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay, se conocerá cuál de los métodos contribuyen a tener un mejor comportamiento estructural ante un evento sísmico.

2.5.2. Hipótesis Específicas.

En el diseño sísmico por capacidad se espera un óptimo comportamiento de la estructura ante los eventos sísmicos de gran magnitud, esto debido a que los elementos estructurales son capaces de disipar energía.

En el diseño sísmico por resistencia se espera un comportamiento inadecuado de la estructura antes los eventos sísmicos de gran magnitud, esto debido a que los elementos estructurales no son capaces de disipar energía.

El mecanismo de colapso según la metodología por capacidad ocurre cuando se presentan las primeras rotulas plásticas en los lados extremos de las vigas y finalmente en las bases de la columna del primer piso

2.6. Operacionalización de las variables

Las variables de una investigación son aquellas características, cualidades, propiedades o atributos de objeto de estudio, para la presente investigación se han tomado en cuenta dos tipos de variables, una que condiciona y la otra que dependerá de la primera variable.

Variable independiente:

- Diseño por capacidad
- Diseño por resistencia

Variable dependiente

Análisis comparativo de un edificio multifamiliar con sistema aporticado

A continuación, se muestra la tabla de Operacionalización de variables e indicadores de la investigación

Tabla 2

Operacionalización de variables

Variables	Tipo de variable	Conceptualización	Dimensiones	Indicadores
Diseño por capacidad	Independiente	Es una metodología de diseño que permite diseñar y detallar los elementos estructurales haciendo que estos elementos sean capaces de disipar energía por deformación inelástica.	Rigidez efectiva	Factores de reducción
			Parámetros sísmicos	. Espectro de aceleración .Periodo y modo de vibración
			Magnificación de momentos	Redistribución de momentos
			Sobrerresistencia de rotulas plásticas	Momento nominal y factores de sobrerresistencia
Diseño por resistencia	Independiente	Es una metodología de diseño por estados límites, con la finalidad que la atención se centra en los estados limites últimos, para la investigación se utilizara la norma E.060 de concreto armado	Zonificación	Zona 1, zona 2, zona 3 y zona 4
			Estructuración	Luz y altura
			Pre dimensionamiento	Carga y luz
			Análisis sísmico	Estático y dinámico
Análisis comparativo de un edificio multifamiliar	Dependiente	Es la comparación de los resultados entre el diseño por capacidad y resistencia de los elementos estructurales.	Elementos que trabajan a flexión	Cuantía Acero longitudinal

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Diseño Metodológico

3.1.1. Tipo de Investigación

Según su finalidad es de tipo aplicada ya que tiene como objetivo resolver determinados problemas, centrándose en el estudio y la consolidación del conocimiento para aplicarlo en la vida real.

3.1.2. Nivel de la Investigación

La investigación es de nivel descriptiva porque se describe y especifica características, propiedades, parámetros, dimensiones y comportamientos de los elementos estructurales al realizar el diseño por la metodología por capacidad y la metodología por resistencia.

3.1.3. Diseño

El diseño de la presente investigación será no experimental, porque no existe manipulación en cuanto a las variables, observándose de manera natural los hechos o

fenómenos, es decir tal y como se dan en su contexto natural y de corte transversal debido a que el instrumento de medición se usará en un solo instante a través del tiempo.

3.1.4. Enfoque

La presente investigación será de enfoque cuantitativo, porque se caracteriza en la recolección de datos para probar la hipótesis, teniendo en cuenta a las mediciones y análisis numéricos.

3.2. Población y muestra

3.1.1 Población

La población para la investigación será de (7071) edificios multifamiliares ubicados en el distrito de Hualmay.

3.1.2 Muestra

Para la presente investigación, como objeto de estudio, se analizará (1) edificio multifamiliar con sistema aporticado ubicado en la Calle Florian Díaz en el distrito de Hualmay.

3.3. Técnicas de recolección de datos:

La presente investigación usará la observación como técnica de recolección de datos, gracias a esta técnica se podrá tomar los datos reales correspondiente a los ensayos a realizarse y posteriormente ser evaluados a través de la ficha de observación propuesto como instrumento para su recolección.

Tabla 3

Técnica e instrumento para la recolección de datos

TECNICA	INSTRUMENTO
Observacion	Ficha de observacion

Fuente: Elaboración propia

Se usará como instrumento de medición la ficha de observación en donde se plasmará el registro de los valores obtenidos por cada ensayo a realizarse mediante la técnica de observación.

3.4. Técnicas para el procedimiento de la información

La presente investigación básicamente está comprendida en tres etapas muy distinguidas entre sí:

La primera etapa está enfocada en la recopilación de información general, revisión de publicaciones, textos, informes, normas, búsquedas por internet de publicaciones electrónicas y visitas a bibliotecas de instituciones referidas con el tema de investigación. Esta etapa termina con la aprobación del proyecto de tesis.

La segunda etapa consistirá en la preparación para la recolección de datos. Entra estas el diseño, elaboración de instrumento y aplicación de este último en la edificación.

La tercera etapa consistirá en el procesamiento e interpretación de los datos que fueron recolectados y por ultimo llegando a las conclusiones.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. Análisis de resultados

4.1.1. Aspectos generales

4.1.1.1. Descripción del proyecto

El terreno donde se proyectará el edificio se encuentra ubicado en la calle Florián Díaz en el Distrito de Hualmay, Provincia de Huaura, Departamento de Lima.

El terreno donde se proyectará la edificación es de forma rectangular cuyas dimensiones se detallan a continuación: 10.90m (ancho) y 14.85m (largo), por lo tanto, cuenta con un área total de 161.87 m

4.1.1.2. Descripción arquitectónica

Para la correcta distribución arquitectónica de las habitaciones y los accesos del edificio proyectado se basó en las siguientes normas del RNE:

- “Condiciones generales de diseño”- Norma A. 010

- “Vivienda”- Norma A. 020

4.1.1.3. Descripción estructural

El edificio proyectado está estructurado mediante el sistema aporticado en ambas direcciones, tanto en el sentido longitudinal, así como en el transversal y consta de 4 pórticos sismoresistentes, la edificación no cuenta con placas, todos los muros del perímetro de la edificación son de tabique de albañilería confinadas mediante las columnetas y viguetas.

Normativa

En la presente investigación se tomaron en cuenta las disposiciones y recomendaciones de la normativa utilizada en el Perú, así como las normativas internacionales que se mencionan a continuación.

- Norma de Cargas (E.020)
- Norma de Diseño Sismorresistente (E.030)
- Norma de Suelos y cimentaciones (E.050)
- Norma de Concreto armado (E.060)
- A.C.I. 318 – 2011-2018

Materiales utilizados

Concreto

Resistencia a compresión : $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad : $E_c=15000\sqrt{f'_c} = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$

Coefficiente de poisson : $\mu_c=0,20$

Deformación unitaria máxima	:	$\epsilon_{cu} = 0.003$
Peso específico	:	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

Acero corrugado

Esfuerzo de fluencia	:	$f'_c = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	:	$E_c = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$
Deformación máxima	:	$\epsilon_s = 0.0021$

Cargas unitarias empleadas

S/c. Hotel	:	0,200 Ton/m ²
S/c. Tabiquería móvil	:	0,100 Ton/m ²
S/c. Azotea	:	0,100 Ton/m ²
Acabados	:	0,100 Ton/m ²

4.1.2. Predimensionamiento

4.1.2.1. Losa aligerada

Para determinar el peralte de la losa aligerada teniendo en cuenta que la sobrecarga es menor a 300kg/m², se consideró el siguiente criterio:

$$H = \frac{Ln}{25}$$

Donde:

H: Peralte de la losa

Ln: Luz libre

La luz más desfavorable en el eje A – A es de 4.95 m (eje a eje), remplazando este valor en la ecuación anterior obtenemos un valor de 0.20m, por lo que se utilizará una losa aligerado con 0.20m de peralte.

$$H = \frac{4.95}{25} = 0.20m$$

4.1.2.2. Vigas

Las vigas se predimensionan teniendo en cuenta la sobrecarga que actúa sobre ellas y con un peralte de acuerdo a la luz libre.

➤ Vigas principales

Las vigas principales se dimensionarán teniendo en cuenta la sobrecarga

Tabla 4

Rango de sobrecarga

S/c	α
$S/c \leq 200.00 \text{ kg/m}^2$	12.00
$200.00 \text{ kg/m}^2 < s/c \leq 350.00 \text{ kg/m}^2$	11.00
$350.00 \text{ kg/m}^2 < s/c \leq 600.00 \text{ kg/m}^2$	10.00
$600.00 \text{ kg/m}^2 < s/c \leq 750.00 \text{ kg/m}^2$	9.00

Fuente: Elaboración propia

Donde:

- El peralte de la viga principal será: $h = \frac{Ln}{\alpha}$
- El ancho de la viga será: $b = \frac{h}{2}$ O $\frac{\text{ancho tributario}}{20}$
- Donde b como mínimo deberá ser de 0.25 m

Se sabe que para 200 kg/m² de sobrecarga el valor de “α” es 12, efectuando la operación para una luz de 5.45 m se obtiene un peralte de 0.50 m, en cuanto al ancho de la viga se obtuvo un valor de 0.25m, pero por criterio propio y así rigidizar la estructura se considera que la dimensión de la sección sea de 0.35 x 0.55m.

➤ **Vigas secundarias**

El peralte de la viga secundaria para una sobrecarga de 200kg/m² será:

$$h = \frac{Ln}{14}$$

El ancho de la viga será: $b = \frac{h}{2}$

Para las vigas secundarias la luz más crítica es de 4.95m, reemplazando este valor en la expresión anterior nos da un peralte de 0.40m, en cuanto al ancho de la viga se obtuvo un valor de 0.20m, pero asumimos el valor mínimo de 0.25m.

4.1.2.3. Columnas

Se recomienda que para calcular el área mínima requerida por las columnas que soportan las cargas de gravedad se utilicen las expresiones mostradas en la siguiente tabla, clasificado de acuerdo a la ubicación de la columna.

Tabla 5

Expresiones para el predimensionamiento de columnas

Tipo de columna	Formula
Céntricas	$A = P/(0.45*f'c)$
Excentricas y Esquinadas	$A = P/(0.35*f'c)$

Fuente: Elaboración propia

En donde la carga P se obtiene del producto entre el metrado de cargas en servicio, el área tributaria de cada columna y el N° de pisos.

En el Predimensionamiento de columnas, se elige una carga promedio el cual depende de la categoría de edificación, en el siguiente cuadro se muestran los pesos para las diferentes categorías de edificación.

Tabla 6

Peso de la estructura por categoría de edificación

Categoría de edificación	Peso (kg/m ²)
A	1500.00
B	1250.00
C	1000.00
D	1000.00

Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior se observa que la carga o peso promedio a utilizar es de 1000 kg/m², ya que la edificación de estudio es de categoría C.

Se han considerado columnas con secciones cuadradas y rectangulares, en la siguiente tabla se muestra el desarrollo del predimensionamiento de las columnas.

Tabla 7

Predimensionamiento de columnas

Tipo	Área Tributaria (m ²)	Peso (kg/m ²)	N° Pisos	P. Servicio	F'c (kg/cm ²)	Cof. Por tipo de columna	Área de columna (cm ²)	Sección (cm)	
C1	6.74	1000	4	26977.50	210	0.35	367.04	0.45	0.45
C2	13.49	1000	4	53955.00	210	0.35	734.08	0.50	0.45
C3	13.49	1000	4	53955.00	210	0.35	734.08	0.50	0.45
C4	26.98	1000	4	107910.00	210	0.45	1141.90	0.50	0.45

Fuente: Elaboración propia

4.1.3. Metrados de cargas

4.1.3.1. Metrado de carga muerta

A continuación, se detalla el metrado de carga muerta de las estructuras por cada nivel de piso.

Tabla 8

Metrado de losa aligerada

LOSA ALIGERADA					
PISO	b (m)	Ancho(m)	Largo(m)	Pu (kg/m ²)	Peso (kg)
1	0.20	10.90	14.85	300	48559.50
2	0.20	10.90	14.85	300	48559.50
3	0.20	10.90	14.85	300	48559.50
4	0.20	10.90	14.85	300	48559.50

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9

Metrado de vigas principales

VIGAS PRINCIPALES						
PISO	b (m)	h (m)	L (m)	Cantidad	P.e (kg/m ³)	Peso (kg)
1	0.35	0.55	10.90	4.00	2400	20143.20
2	0.35	0.55	10.90	4.00	2400	20143.20
3	0.35	0.55	10.90	4.00	2400	20143.20
4	0.35	0.55	10.90	4.00	2400	20143.20

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10

Metrado de vigas secundarias

VIGAS SECUNDARIAS						
PISO	b (m)	h (m)	L(m)	Cantidad	P.e (kg/m ³)	Peso (kg)
1	0.25	0.40	14.85	3.00	2400	10692.00
2	0.25	0.40	14.85	3.00	2400	10692.00
3	0.25	0.40	14.85	3.00	2400	10692.00
4	0.25	0.40	14.85	3.00	2400	10692.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11*Metrado de acabados y tabiquería*

ACABADOS Y TABIQUERIAS					
PISO	P. acab(Kg/m ²)	P. tab(Kg/m ²)	Ancho(m)	Largo (m)	Peso (kg)
1	100.00	100.00	10.90	14.85	32373
2	100.00	100.00	10.90	14.85	32373
3	100.00	100.00	10.90	14.85	32373
4	100.00	100.00	10.90	14.85	32373

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12*Metrado de columnas*

COLUMNAS						
PISO	b (m)	h (m)	L(m)	Cantidad	P.e (kg/m ³)	Peso (kg)
1	0.45	0.45	2.80	4.00	2400	5443.20
	0.50	0.45	2.80	8.00	2400	12096.00
2	0.45	0.45	2.60	4.00	2400	5054.40
	0.50	0.45	2.60	8.00	2400	11232.00
3	0.45	0.45	2.60	4.00	2400	5054.40
	0.50	0.45	2.60	8.00	2400	11232.00
4	0.45	0.45	1.30	4.00	2400	2527.20
	0.50	0.45	1.30	8.00	2400	5616.00

Fuente: Elaboración propia

4.1.3.2. Metrado de carga viva

En las siguientes tablas, se detalla el metrado de carga viva de la estructura por cada nivel de piso.

Tabla 13*Metrado de carga viva*

CARGA VIVA				
PISO	Sobrecarga (Kg/m ²)	Ancho(m)	Largo (m)	Peso (kg)
1	200.00	10.90	14.85	32373
2	200.00	10.90	14.85	32373
3	200.00	10.90	14.85	32373
4	100.00	10.90	14.85	16186.5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14*Resumen de carga muerta y viva*

PISO	CM (tnf)	CV (tnf)
1	129.31	32.37
2	128.05	32.37
3	128.05	32.37
4	119.91	16.19

Fuente: Elaboración propia

4.1.4. Análisis sísmico

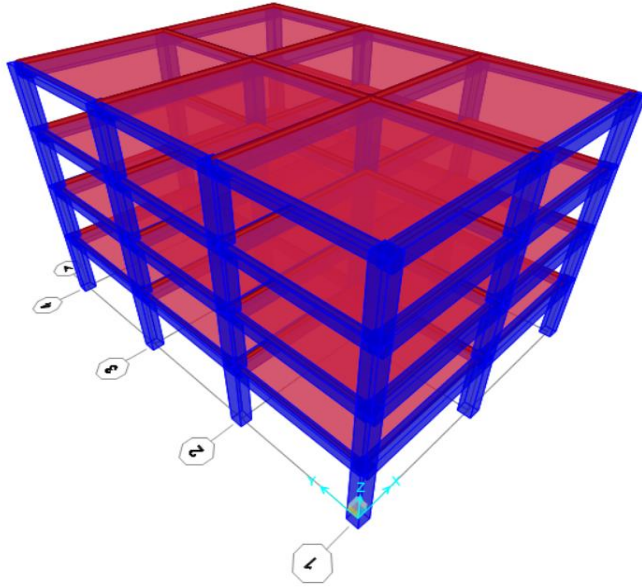
Se realizó en el Software SAP 2000, haciendo uso del análisis lineal estático y dinámico para el control de los desplazamientos.

Se realiza el análisis sísmico de la edificación para saber cómo se comportará ante las sollicitaciones de sismo, para ver la existencia de irregularidades en planta como en altura, verificar que las derivas de cada entrepiso estén dentro de lo estipulado en la Norma E 0.30, entre otras características que se mencionaran más adelante.

En la siguiente figura se muestra el modelo tridimensional de la edificación a realizar el análisis sísmico.

Figura 5

Modelo tridimensional de la edificación de cuatro niveles



Fuente: Elaboracion propia

4.1.4.1. Parámetros Sísmicos

- **Factor de zona**

La edificación se encuentra ubicada en el distrito de Hualmay, perteneciente a la zona sísmica N°4, por lo tanto, el factor de zona resulta ser de $Z = 0.45$.

- **Factor de uso**

Este factor está relacionado en el uso que tendrá la estructura. En la presente investigación se cuenta con un edificio para el uso viviendas, por lo tanto, el factor de uso es $U = 1.00$.

- **Factor de suelo**

Tabla 15*Factor de suelo*

ZONA	SUELO			
	So	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16*Periodo TP y TL*

PERIODO " TP Y TL "				
	PERFIL DEL SUELO			
	S0	S1	S2	S3
TP (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Elaboración propia

En Hualmay la resistencia del suelo es media, debido a esto el suelo se califica como S2; así, los factores de suelo son: S = 1.05, Tp = 0.60 y TL = 2.00, para Z = 0.45.

- **Periodo fundamental**

$$T = \frac{h_n}{C_T} ; \quad T = \frac{10.80}{35} = 0.31 \text{ s}$$

- **Factor de amplificación**

Teniendo en cuenta las características del lugar, obtenemos el factor de amplificación basándonos en las siguientes condiciones:

$$T < T_p \qquad C = 2.50 \text{ (Si Cumple)}$$

$$0.31 < 0.60$$

$$T_P < T < T_L$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \text{ (No cumple)}$$

$$0.60 < 0.31 < 2.00$$

$$T > T_L$$

$$C = 2.5 \left(\frac{T_P * T_L}{T^2} \right) \text{ (No cumple)}$$

$$0.31 > 2.00$$

Por lo tanto, el factor de amplificación es C: 2.50

- **Factor de reducción sísmica**

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

Donde:

I_a, I_p : Son irregularidades en altura y planta respectivamente.

R_0 : Coeficiente Básico de Reducción.

$$R = R_0 \times I_a \times I_p \quad ; \quad R = 8 * 1 * 1 = 8$$

$I_a; I_p = 1$ estructuras regulares

- **Resumen de parámetros sísmicos**

A continuación, se detalla el resumen de los parámetros sísmicos calculados:

Tabla 17

Parámetros sísmicos de la edificación

PARAMETROS SISMICOS	DIRECCION	
	X-X	Y-Y
Z =	0.45	0.45
U =	1	1
S =	1.05	1.05
C =	2.5	2.5
R =	8	8
T =	0.31	0.31

Fuente: Elaboración propia

- **Peso sísmico de la edificación**

P: Peso sísmico, $P_s = 100\%CM + 25\%CV$

Tabla 18

Peso sísmico por cada nivel de piso

Nivel	CM (tn)	CV (tn)	PS (tn)
4	119.91	16.19	123.96
3	128.05	32.37	136.15
2	128.05	32.37	136.15
1	129.31	32.37	137.40
		Σ	533.65

Fuente: Elaboración propia

4.1.4.2. Análisis estático

El análisis lineal estático generalmente se estima para poder escalar el análisis lineal dinámico, el cual finalmente se usará en el diseño. La cortante basal se calculó de acuerdo a las indicaciones de la Norma E030-2018.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

Según la norma la expresión C/R deberá considerarse mayor o igual que 0.125

$$V_x = \frac{0.45 * 1.00 * 2.50 * 1.05}{8} * 533.65 \text{ Ton} = 78.82 \text{ Ton. f}$$

$$V_y = \frac{0.45 * 1.00 * 2.50 * 1.05}{8} * 533.65 \text{ Ton} = 78.82 \text{ Ton. f}$$

- **Distribución de la fuerza sísmica en altura**

Las fuerzas sísmicas en cada nivel de entrepiso se calcularán mediante la siguiente formula:

$$F_i = \alpha_i \cdot F$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i(h_i)^k}$$

Donde:

- n es el número de pisos
- k es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura T , se calcula teniendo en cuenta las siguientes condiciones:

a) Para $T \leq 0.50$ segundos: le corresponde $k = 1.00$

b) Para $T > 0.50$ segundos: le corresponde $k = (0.75 + 0.50 T) \leq 2.00$

Tabla 19

Distribución de la fuerza sísmica en altura (eje X – X)

Nivel	h (m)	H (m)	P(H ^{K})	α	Fi
4	2.60	10.80	1354.76	0.37	29.12
3	2.60	8.20	1128.22	0.31	24.25
2	2.60	5.60	769.02	0.21	16.53
1	3.00	3.00	414.47	0.11	8.91
$\Sigma =$					78.82

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20

Distribución de la fuerza sísmica en altura (eje Y – Y)

Nivel	h (m)	H (m)	P(H ^{K})	α	Fi
4	2.60	10.80	1354.76	0.37	29.12
3	2.60	8.20	1128.22	0.31	24.25
2	2.60	5.60	769.02	0.21	16.53
1	3.00	3.00	414.47	0.11	8.91
$\Sigma =$					78.82

Fuente: Elaboración propia

- **Análisis de desplazamientos**

Las derivas y desplazamientos se obtuvieron de Software SAP 2000, tratándose de una estructura regular se multiplicaron por O. 75R, como indica la norma E.030. Los resultados obtenidos se detallan en la siguiente tabla.

Tabla 21

Derivas del sismo estático en dirección en X-X

Nivel	h (m)	DesX(m)	Relat(m)	Drift-elast	Drift-Inel.	Norma	Verificacion
4	2.60	0.0097	0.0013	0.0005	0.0030	0.007	CUMPLE
3	2.60	0.0084	0.0022	0.0009	0.0051	0.007	CUMPLE
2	2.60	0.0061	0.0029	0.0011	0.0067	0.007	CUMPLE
1	3.00	0.0032	0.0032	0.0011	0.0065	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22

Derivas del sismo estático en dirección en Y-Y

Nivel	h (m)	DesY(m)	Relat(m)	Drift-elast	Drift-Inela	Norma	Verificacion
4	2.6	0.0075	0.0010	0.0004	0.0023	0.007	CUMPLE
3	2.6	0.0065	0.0017	0.0007	0.0040	0.007	CUMPLE
2	2.6	0.0048	0.0022	0.0009	0.0051	0.007	CUMPLE
1	3.0	0.0025	0.0025	0.0008	0.0051	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

4.1.4.3. Análisis dinámico

- **Aceleración espectral**

El cálculo se realiza para las dos direcciones analizadas, para ello como lo establece la norma E.030 el cual se utiliza un espectro de aceleración.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Figura 6

Espectro de aceleraciones en el sentido X-X

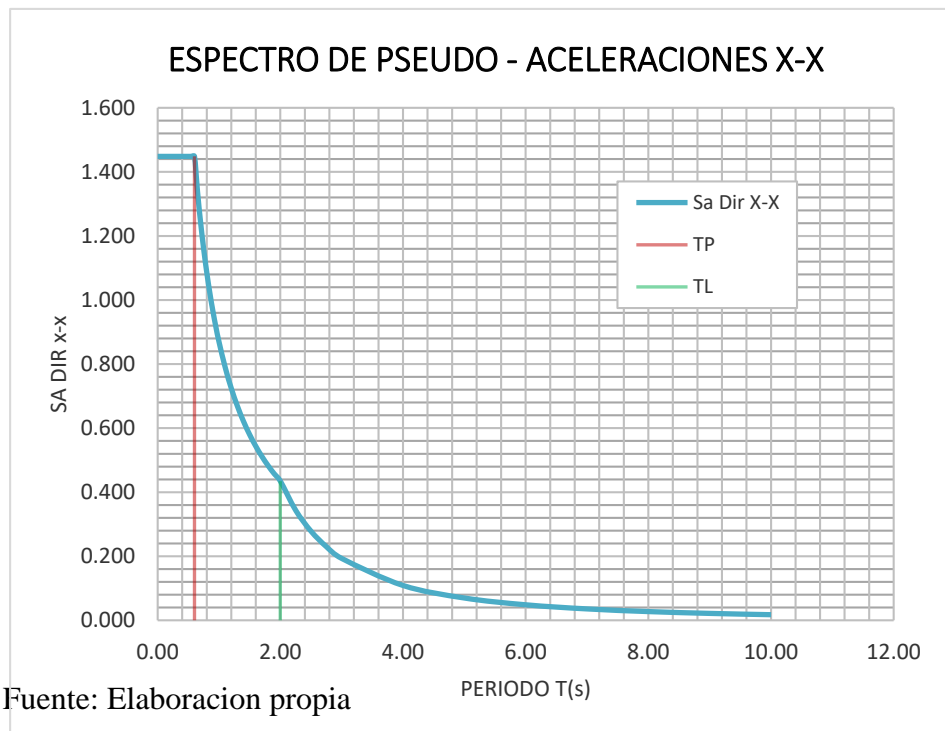
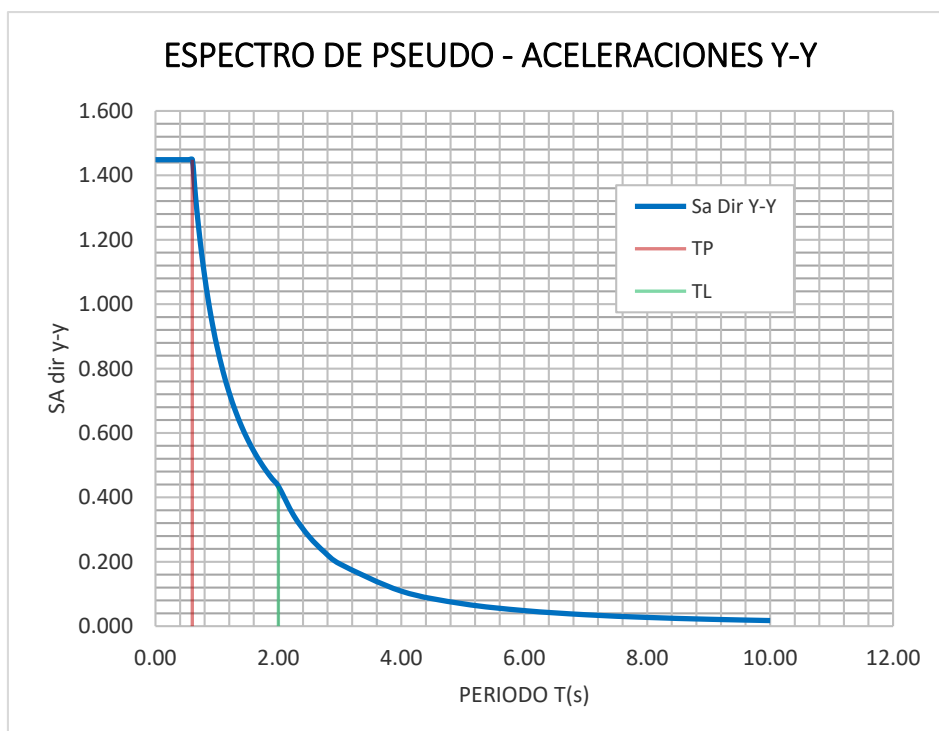


Figura 7

Espectro de aceleraciones en el sentido Y-Y



Fuente: Elaboracion propia

- **Cortante basal mediante el análisis dinámico**

De acuerdo a los reportes del Software SAP 2000 la fuerza cortante basal obtenidos para cada dirección fueron los siguientes:

$$V(x-x) = 65.27 \text{ t}$$

$$V(y-y) = 65.27 \text{ t}$$

- **Análisis de desplazamientos**

Las derivas y desplazamientos se obtuvieron de Software SAP 2000, tratándose de una estructura regular se multiplicaron por O. 75R, como indica la norma E.030. Los resultados obtenidos por el análisis dinámico se detallan en la siguiente tabla.

Tabla 23

Derivas del sismo dinámico en dirección en X-X

Nivel	h (m)	DesX(m)	Relat(m)	Drift-elast	Drift-Inela	Norma	Verificacion
4	2.6	0.0074	0.0009	0.0004	0.0022	0.007	CUMPLE
3	2.6	0.0065	0.0017	0.0006	0.0039	0.007	CUMPLE
2	2.6	0.0048	0.0022	0.0009	0.0052	0.007	CUMPLE
1	3.0	0.0026	0.0026	0.0009	0.0052	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24

Derivas del sismo dinámico en dirección en Y-Y

Nivel	h (m)	DesX(m)	Relat(m)	Drift-elast	Drift-Inela	Norma	Verificacion
4	2.6	0.0089	0.0013	0.0005	0.0029	0.007	CUMPLE
3	2.6	0.0076	0.0021	0.0008	0.0049	0.007	CUMPLE
2	2.6	0.0055	0.0028	0.0011	0.0064	0.007	CUMPLE
1	3.0	0.0027	0.0027	0.0009	0.0054	0.007	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Se observa que las derivas obtenidos mediante el análisis estático y dinámico cumplen con los requerimientos mínimos de la norma, por lo tanto, se continua con la etapa de diseño.

4.1.5. Diseño por capacidad

En esta sección se detalla el procedimiento a seguir para realizar el diseño por capacidad de la edificación. Así como también, se detallan las consideraciones a tomar en cuenta, y los requerimientos mínimos que establece la norma E.060 de concreto armado.

En el capítulo II se mencionó que el mecanismo de colapso establecido para la edificación es el de viga débil – columna fuerte, en este mecanismo lo que se busca es que las rotulas plásticas aparezcan primero en las vigas junto a las caras de los apoyos.

Con la finalidad de ilustrar los procedimientos de diseño por capacidad, se diseñan las vigas principales que corresponden al pórtico del eje A entre el eje 1 – 3.

4.1.5.1. Combinaciones de carga

Para el diseño por capacidad las combinaciones de carga consideradas fueron las que recomienda la norma E.060. de concreto armado.

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25CM + 1.25CV \pm S$$

$$0.9CM \pm S$$

A partir de las combinaciones mostradas se obtienen los momentos de diseño, mediante el análisis dinámico lineal, los momentos obtenidos por cada combinación serán redistribuidos para poder realizar el diseño por capacidad.

4.1.5.2. Diseño de vigas

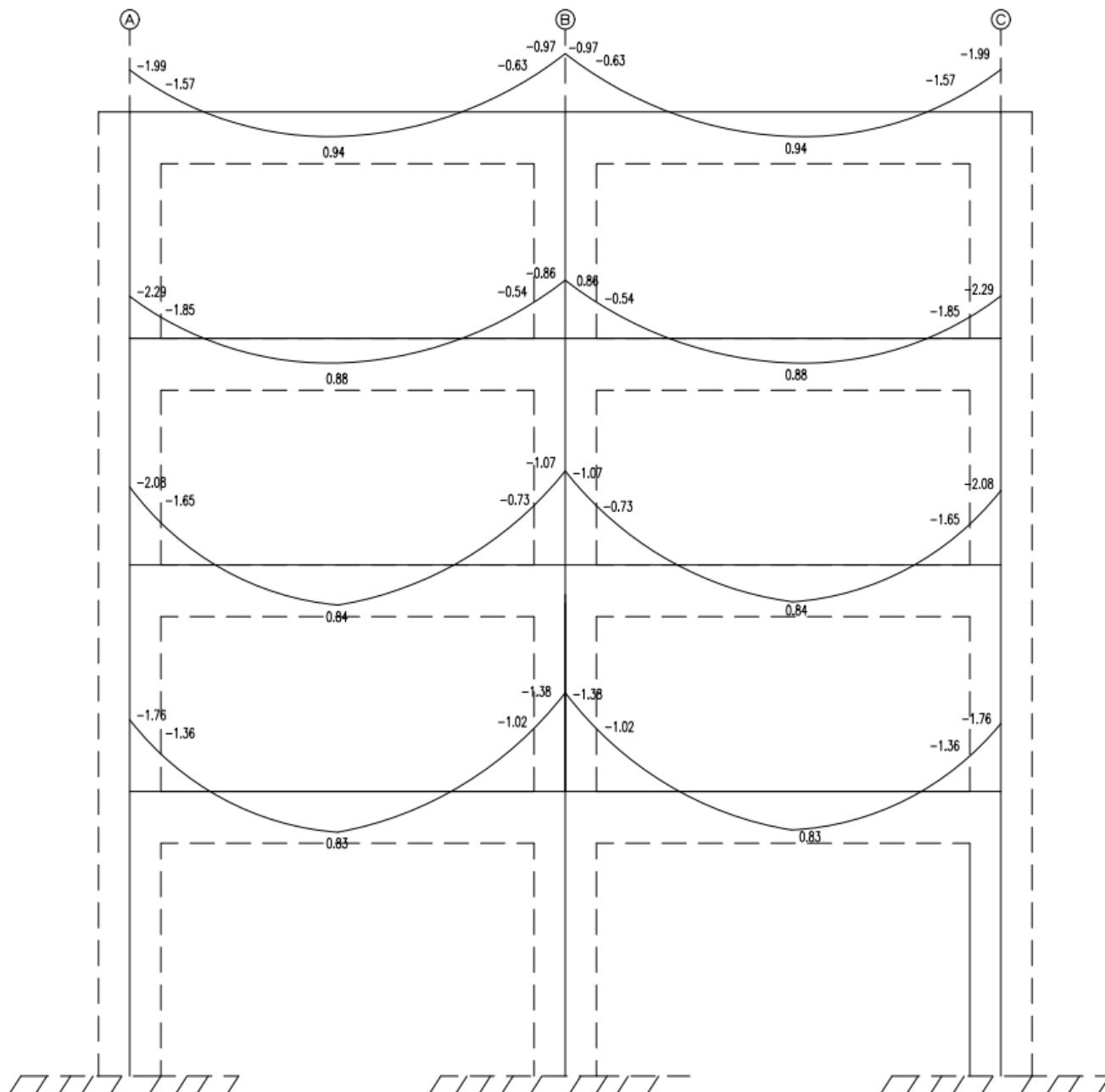
- **Redistribución de momentos**

Para realizar la redistribución de momentos se sigue los lineamientos establecidos en el ACI, donde menciona que el factor de redistribución de los momentos negativos de las vigas es igual a $FR = 1000\epsilon_t\%$, también especifica que la redistribución máxima es de 20% y la mínima de 7.5%.

A continuación, se muestran los momentos flectores para las diferentes combinaciones de carga del pórtico A

Figura 8

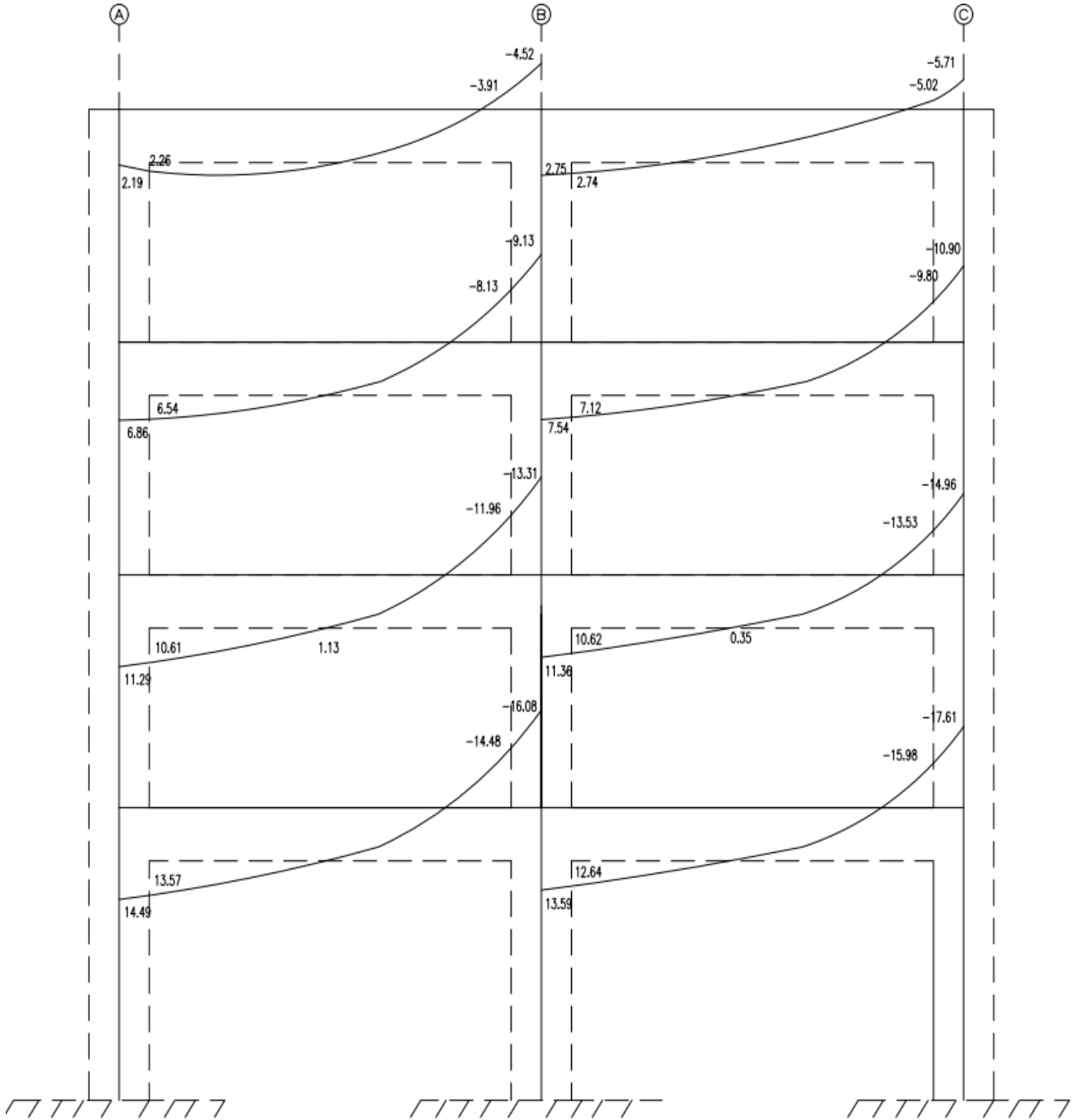
Momentos para la combinación: 1.4CM + 1.7CV



Fuente: Elaboracion propia

Figura 9

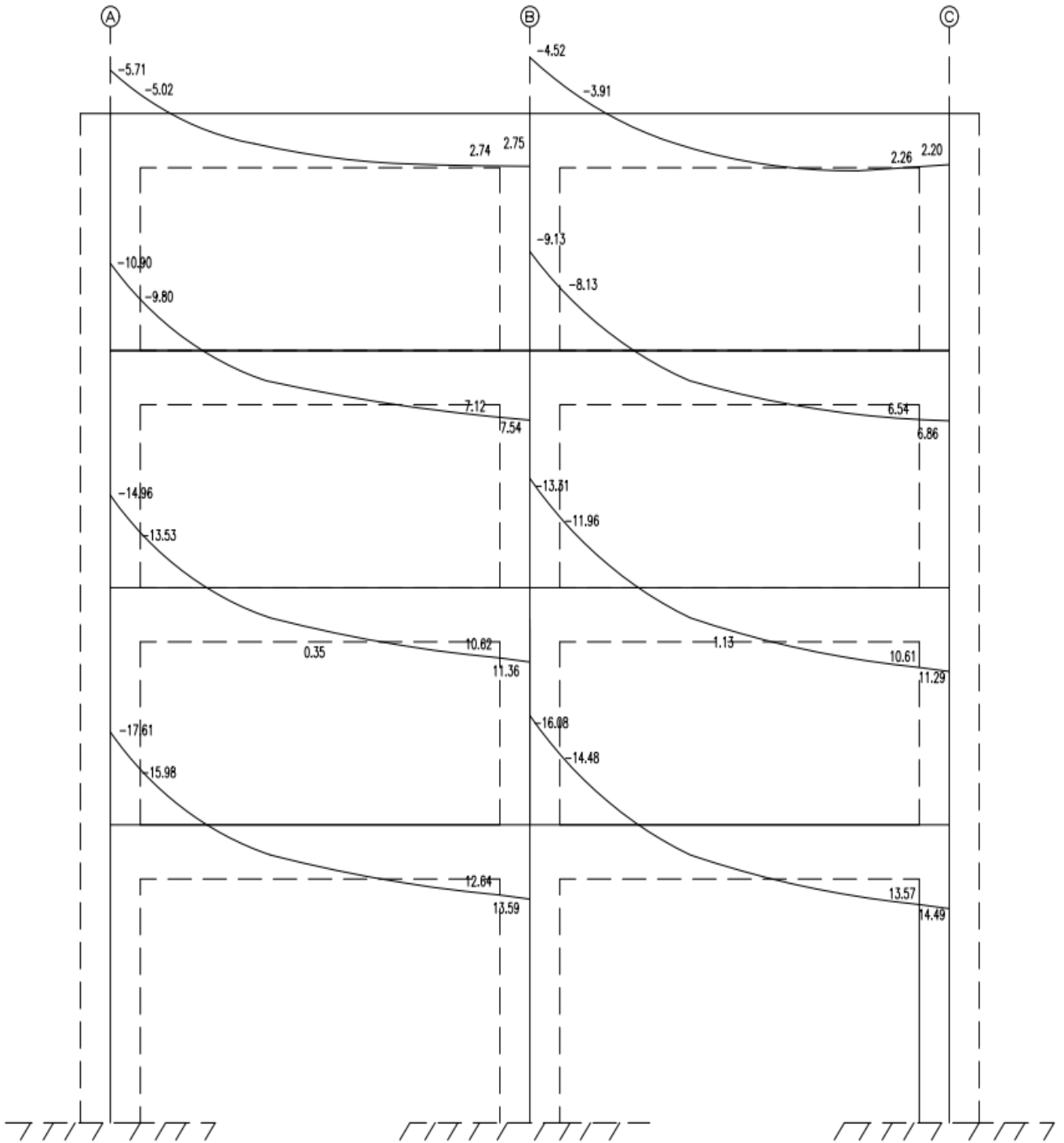
Momentos para la combinación: 1.25CM + 1.25VC + S



Fuente: Elaboracion propia

Figura 10

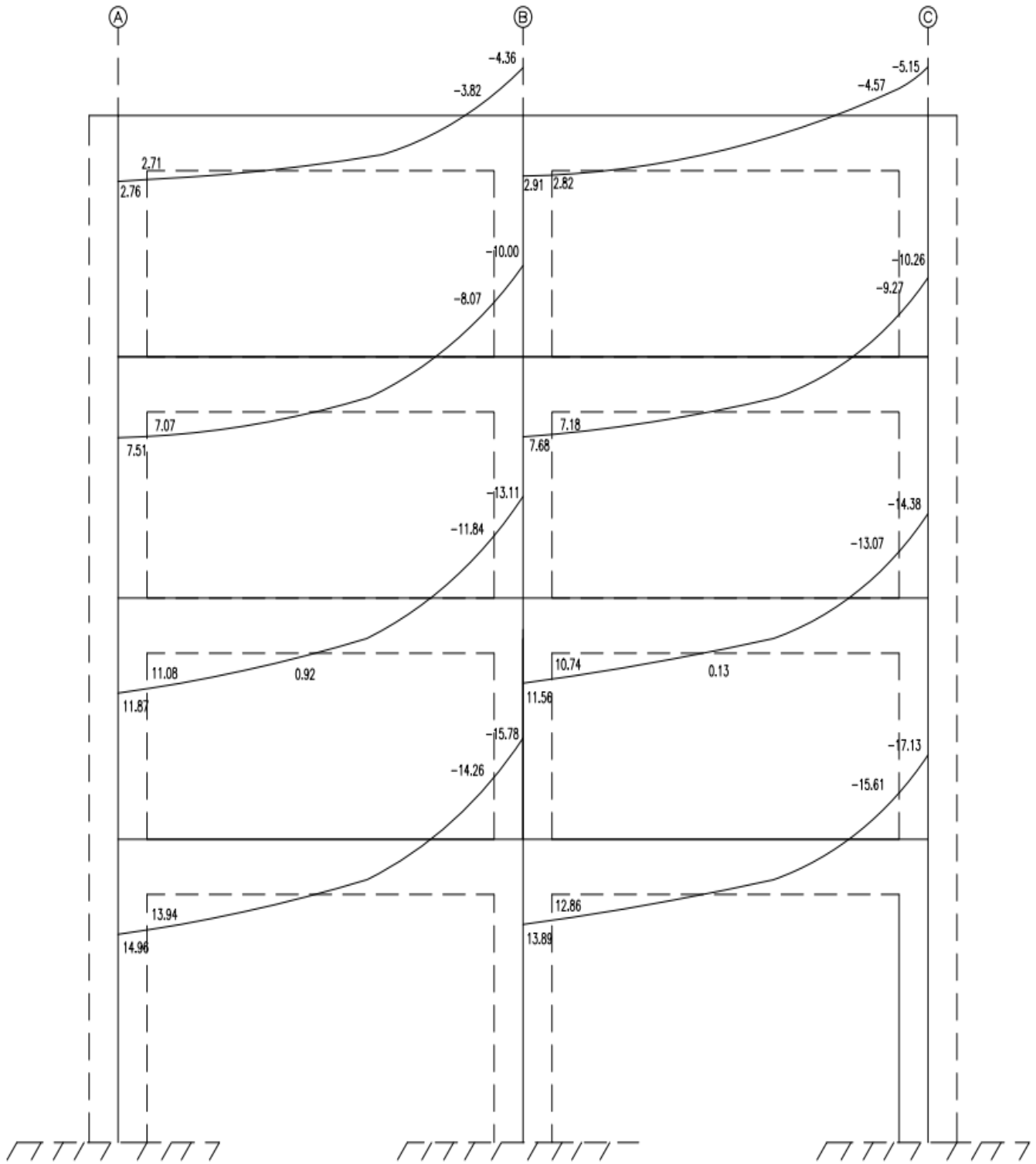
Momentos para la combinación: 1.25CM + 1.25VC - S



Fuente: Elaboracion propia

Figura 11

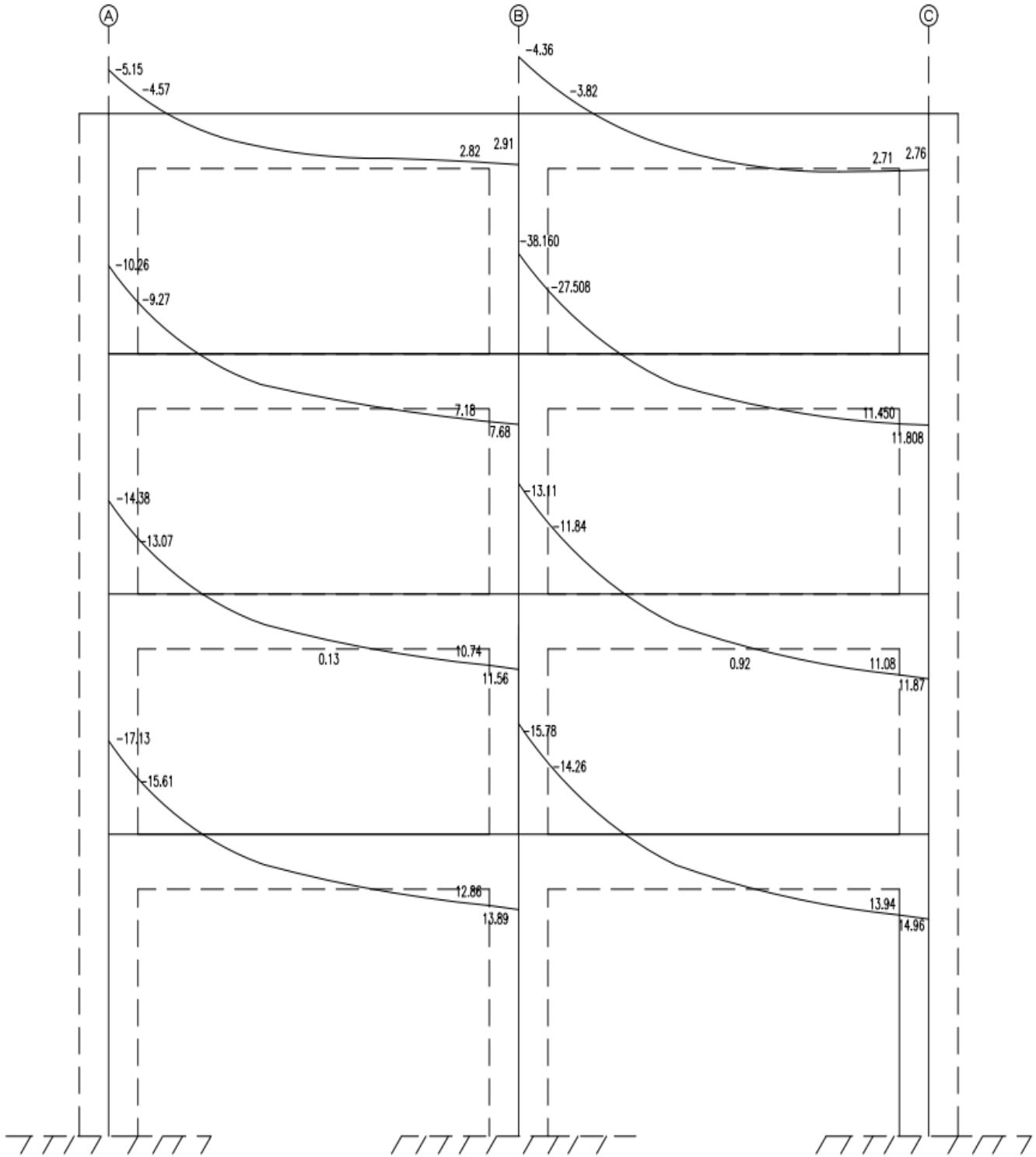
Momentos para la combinación: 0.9CM +S



Fuente: Elaboracion propia

Figura 12

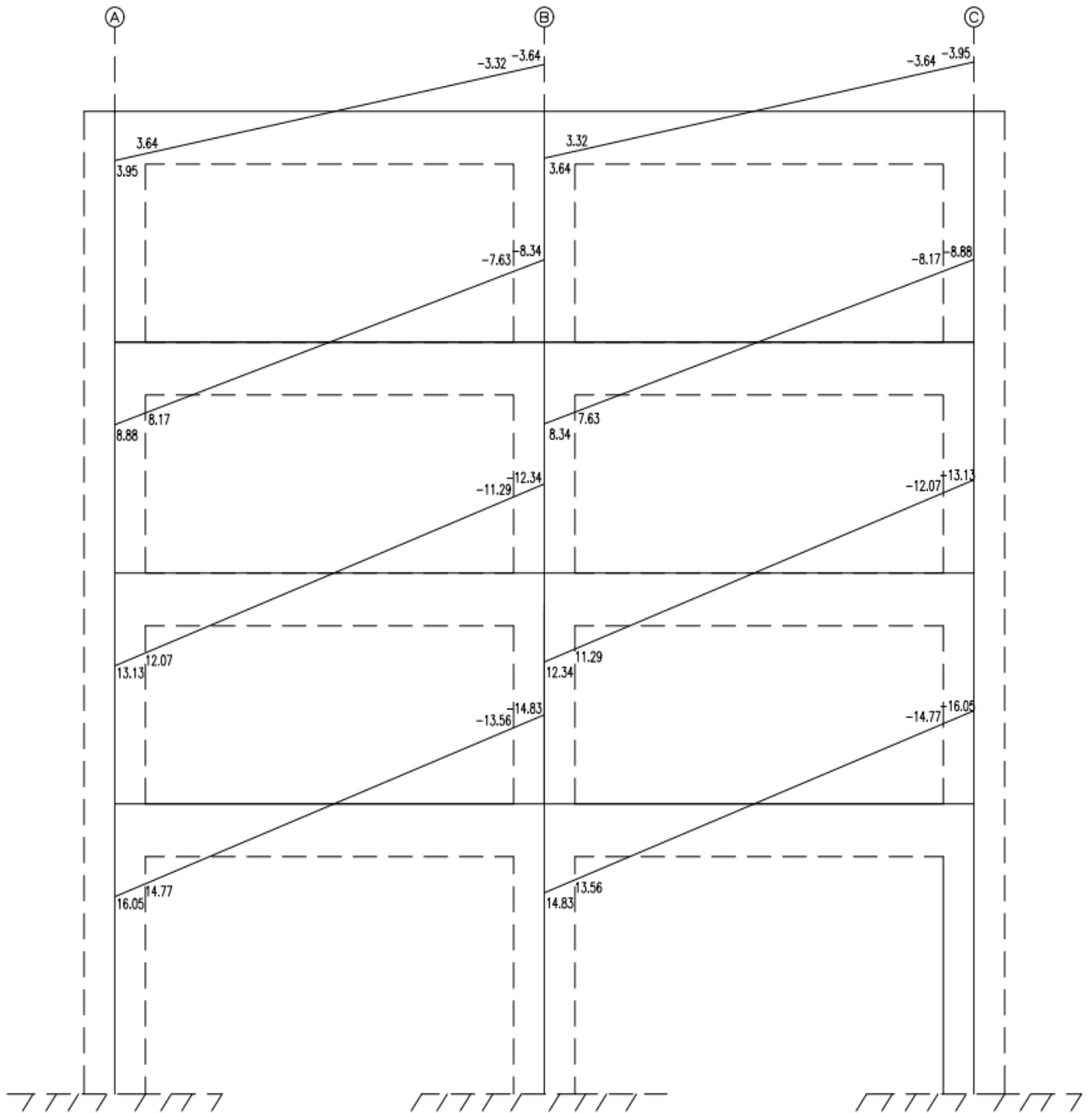
Momentos para la combinación: 0.9CM - S



Fuente: Elaboracion propia

Figura 13

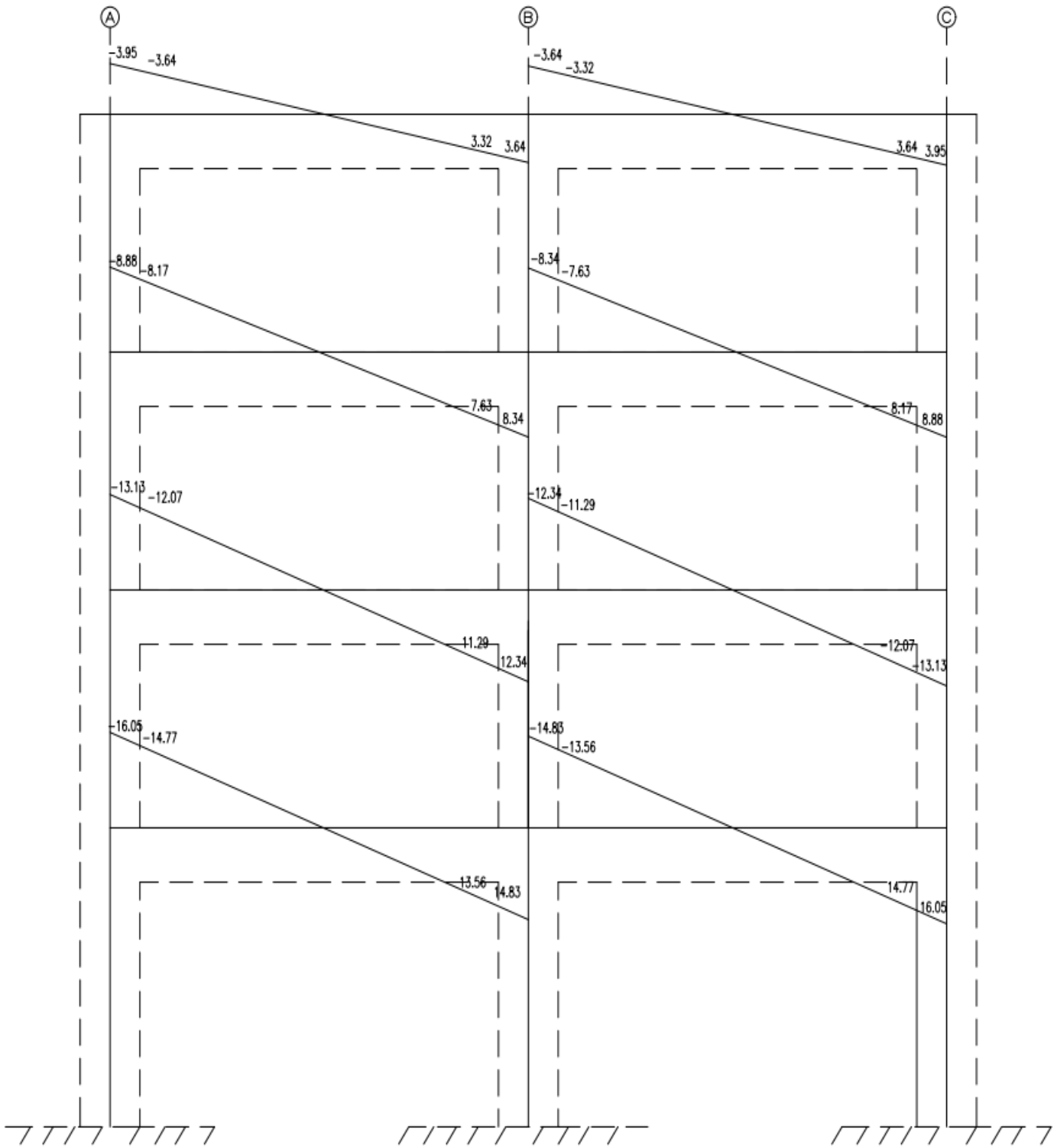
Momentos para la combinación: +SISMO



Fuente: Elaboracion propia

Figura 14

Momentos para la combinación: - SISMO



Fuente: Elaboracion propia

- **Viga del primer nivel**

Se procede a realizar la redistribución de momentos para las combinaciones de cargas mostradas en los gráficos anteriores, se eligen los momentos máximos negativos en las caras de los apoyos.

Datos

- d (cm)	=	49.91	$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a / 2)}$	$\epsilon_t = \frac{0.003}{c} (d - c)$
- b (cm)	=	35.00		
- Fy (kg/cm2)	=	4200.00	$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'c * b}$	$c = \frac{a}{0.85}$
- F'c (kg/cm2)	=	210.00		

Tabla 25

Calculo de los factores de redistribución de la viga del primer nivel

Iteraciones	VALORES POR CALCULAR	APOYOS			
		1	2	3	
		Cara Der.	Cara Izq.	Cara Der.	Cara Izq.
Iteracion 1	Mu (t-m)	15.980	14.48	14.48	15.98
	c (cm)	7.21	6.49	6.49	7.21
	εt	0.01755	0.01983	0.01983	0.01755
	FR (%) = 1000εt	17.55	19.83	19.83	17.55
Iteracion 2	Mu (t-m)	13.176	11.609	11.609	13.176
	c (cm)	5.88	5.14	5.14	5.88
	εt	0.02223	0.02582	0.02582	0.02223
	FR (%) = 1000εt	20.00	20.00	20.00	20.00
Iteracion 3	Mu (t-m)	12.78	11.58	11.58	12.78
	c (cm)	5.69	5.13	5.13	5.69
	εt	0.02304	0.02589	0.02589	0.02304
	FR (%) = 1000εt	20.00	20.00	20.00	20.00

Fuente: Elaboracion propia

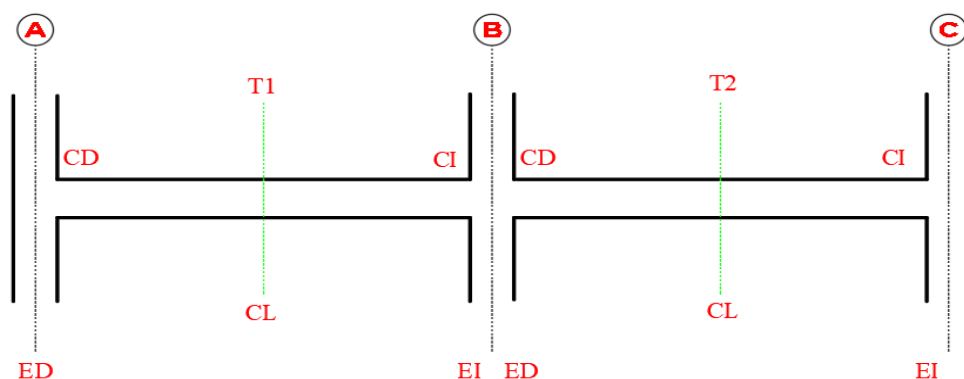
Tabla 26

Cálculo de las iteraciones de la viga del primer nivel

1 Cara - derecha		2 Cara - Izquierda		2 Cara - derecha		3 Cara - Izquierda	
Mu (T-m)	15.98	Mu (T-m)	14.48	Mu (T-m)	14.48	Mu (T-m)	15.98
a (cm)	6.13	a (cm)	5.52	a (cm)	5.52	a (cm)	6.13
As (cm ²)	9.12	As (cm ²)	8.21	As (cm ²)	8.21	As (cm ²)	9.12
a (cm)	6.13	a (cm)	5.52	a (cm)	5.52	a (cm)	6.13
c (cm)	7.21	c (cm)	6.49	c (cm)	6.49	c (cm)	7.21
εt	0.01755	εt	0.01983	εt	0.01983	εt	0.01755
1 Cara - derecha		2 Cara - Izquierda		2 Cara - derecha		3 Cara - Izquierda	
Mu (T-m)	13.176	Mu (T-m)	11.609	Mu (T-m)	11.609	Mu (T-m)	13.176
a (cm)	4.99	a (cm)	4.37	a (cm)	4.37	a (cm)	4.99
As (cm ²)	7.43	As (cm ²)	6.50	As (cm ²)	6.50	As (cm ²)	7.43
a (cm)	4.99	a (cm)	4.37	a (cm)	4.37	a (cm)	4.99
c (cm)	5.88	c (cm)	5.14	c (cm)	5.14	c (cm)	5.88
εt	0.02223	εt	0.02582	εt	0.02582	εt	0.02223
1 Cara - derecha		2 Cara - Izquierda		2 Cara - derecha		1 Cara - derecha	
Mu (T-m)	12.784	Mu (T-m)	11.584	Mu (T-m)	11.58	Mu (T-m)	12.784
a (cm)	4.84	a (cm)	4.36	a (cm)	4.36	a (cm)	4.84
As (cm ²)	7.20	As (cm ²)	6.49	As (cm ²)	6.49	As (cm ²)	7.20
a (cm)	4.84	a (cm)	4.36	a (cm)	4.36	a (cm)	4.84
c (cm)	5.69	c (cm)	5.13	c (cm)	5.13	c (cm)	5.69
εt	0.02304	εt	0.02589	εt	0.02589	εt	0.02304

Fuente: Elaboracion propia

Con los factores obtenidos, se procede a la redistribución de momentos flectores para las diferentes combinaciones de carga. Se utilizarán los términos que se muestran en el siguiente grafico para un mejor entendimiento sobre la ubicación de los momentos.



Donde:

CD: Representa la cara derecha de la columna

ED: Representa el eje de la columna para el lado derecho de columna

EI: Representa eje de columna para el lado izquierdo de columna

CD: Representa la cara derecha de columna

CI: Representa la cara izquierda de columna

CL: Representa el centro de luz

T1: tramo 1

T2: tramo 2

➤ **Combinación 1.4CM + 1.7 CV:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -1.76 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo 1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -1.76 = \mathbf{-1.408 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MREI\text{-Tramo1} = 0.352 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = -1.38 + 0.352 = \mathbf{-1.028 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -1.76 \text{ ton-m}$$

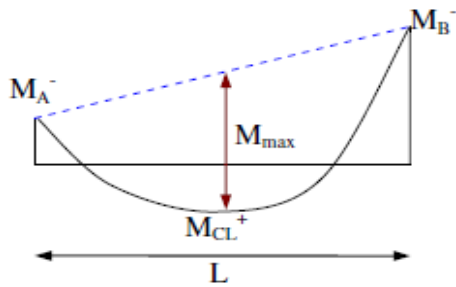
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -1.76 = \mathbf{-1.408 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 0.352 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = -1.38 + 0.352 = \mathbf{-1.028 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (1.76 + 1.38) / 2 + 0.83 = 2.40 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 2.40) / (5.45 * 5.45) = 0.65 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.65 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.65 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.38 \text{ t-m}$$

$$MRCD1 = (-1.028 + 1.408) * 0.225 / 5.45 - 1.408 + 0.38 = \mathbf{-1.01 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.65 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.65 * 2.725 * 2.725) / 2 = 2.41 \text{ t-m}$$

$$MRCL1 = (-1.028 + 1.408) * 2.725 / 5.45 - 1.408 + 2.41 = \mathbf{1.19 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.65 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.65 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.42 \text{ t-m}$$

$$MRCI1 = (-1.028 + 1.408) * 5.20 / 5.45 - 1.408 + 0.42 = \mathbf{-0.63 \text{ ton-m}}$$

Tramo 2:

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (1.38 + 1.76) / 2 + 0.83 = 2.40 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 2.40) / (5.45 * 5.45) = 0.65 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.65 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.65 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.42 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (-1.408 + 1.028) * 0.25 / 5.45 - 1.028 + 0.42 = \mathbf{-0.63 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.65 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.65 * 2.725 * 2.725) / 2 = 2.41 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (-1.408 + 1.028) * 2.725 / 5.45 - 1.028 + 2.41 = \mathbf{1.19 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.65 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.65 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.38 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (-1.408 + 1.028) * 5.225 / 5.45 - 1.028 + 0.38 = \mathbf{-1.01 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 1.25CM + 1.25CV + SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -16.08 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -16.08 = \mathbf{-12.864 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 3.216 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 13.59 + 3.216 = \mathbf{16.806 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -17.61 \text{ ton-m}$$

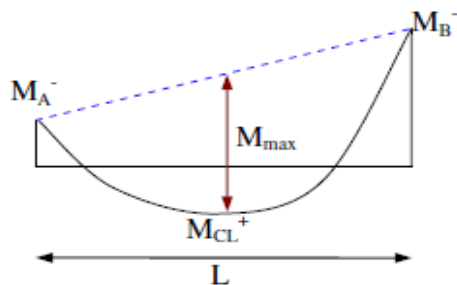
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00-20.00) / 100.00 * -17.61 = \mathbf{-14.088 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 3.522 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = 14.49 + 3.522 = \mathbf{18.012 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas:



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (-14.49 + 16.08) / 2 = 0.80 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 0.80) / (5.45 * 5.45) = 0.22 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.22 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.22 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.13 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (-12.864 - 18.012) * 0.225 / 5.45 + 18.012 + 0.13 = \mathbf{16.87 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.22 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.22 * 2.725 * 2.725) / 2 = 0.82 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (-12.864 - 18.012) * 2.725 / 5.45 + 18.012 + 0.82 = \mathbf{3.39 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.22 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.22 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.14 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (-12.864 - 18.012) * 5.20 / 5.45 + 18.012 + 0.14 = \mathbf{-11.31 \text{ ton-m}}$$

Tramo 2

$$M_{\text{max}}(\text{tramo2}) = (-13.59 + 17.61) / 2 = 2.01 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 2.01) / (5.45 * 5.45) = 0.54 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.54 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.54 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.35 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (-14.088 - 16.806) * 0.25 / 5.45 + 16.806 + 0.35 = \mathbf{15.74 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.54 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.54 * 2.725 * 2.725) / 2 = 2.00 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (-14.088 - 16.806) * 2.725 / 5.45 + 16.806 + 2.00 = \mathbf{3.36 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.54 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.54 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.32 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (-14.088 - 16.806) * 5.225 / 5.45 + 16.806 + 0.32 = \mathbf{-12.49 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 1.25CM + 1.25CV - SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(ED)\text{-Tramo2} = -16.08 \text{ ton-m}$$

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -16.08 = \mathbf{-12.864 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(ED)\text{-Tramo2} - MR(ED)\text{-Tramo2} = 3.216 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = 13.59 + 3.216 = \mathbf{16.806 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(\text{ED})\text{-Tramo1} = -17.61 \text{ ton-m}$$

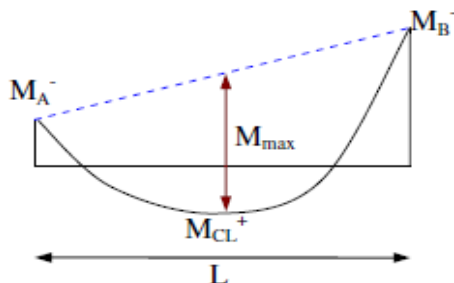
$$MR(\text{EI})\text{-Tramo2} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -17.61 = \mathbf{-14.088 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(\text{EI})\text{-Tramo2} - MR(\text{EI})\text{-Tramo2} = 3.522 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$MR(\text{EI})\text{-Tramo2} = 14.49 + 3.522 = \mathbf{18.012 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas:



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (17.61 - 13.59) / 2 = 2.01 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 2.01) / (5.45 * 5.45) = 0.54 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.54 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.54 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.32 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (16.806 + 14.088) * 0.225 / 5.45 - 14.088 + 0.32 = \mathbf{-12.49 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.54 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.54 * 2.725 * 2.725) / 2 = 2.00 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (16.806 + 14.088) * 2.725 / 5.45 - 14.088 + 1.94 = \mathbf{3.36 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.54 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.54 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.35 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (16.806 + 14.088) * 5.20 / 5.45 - 14.088 + 0.35 = \mathbf{15.74 \text{ ton-m}}$$

Tramo 2:

$$M_{\text{max}}(\text{tramo2}) = (16.08 - 14.49) / 2 = 0.80 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 0.80) / (5.45 * 5.45) = 0.22 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.22*5.45*0.25) / 2 - (0.22*0.25*0.25) / 2 = 0.14 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (18.012 + 12.864) * 0.25 / 5.45 - 12.864 + 0.14 = \mathbf{-11.31 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.22*5.45*2.725) / 2 - (0.22*2.725*2.725) / 2 = 0.82 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (18.012 + 12.864) * 2.725 / 5.45 - 12.864 + 0.82 = \mathbf{3.39 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.22*5.45*5.225) / 2 - (0.22*5.225*5.225) / 2 = 0.13 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (18.012 + 12.864) * 5.225 / 5.45 - 12.864 + 0.13 = \mathbf{16.87 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 0.9CM + SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -15.78 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -15.78 = \mathbf{-12.62 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 3.16 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 13.89 + 3.16 = \mathbf{17.05 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -17.13 \text{ ton-m}$$

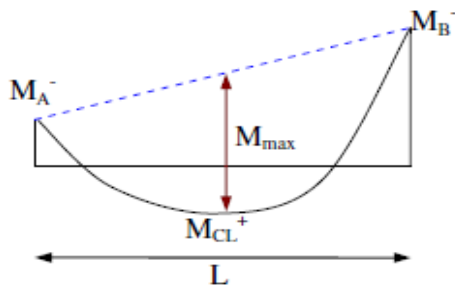
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00-20.00) / 100.00 * -17.13 = \mathbf{-13.70 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 3.43 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = 14.96 + 3.43 = \mathbf{18.39 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas:



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (-14.96 + 15.78) / 2 = 0.41 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 0.41) / (5.45 * 5.45) = 0.11 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2}x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L}x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.11 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.11 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.06 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (-12.62 - 18.39) * 0.225 / 5.45 + 18.39 + 0.06 = \mathbf{17.17 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.11 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.11 * 2.725 * 2.725) / 2 = 0.41 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (-12.62 - 18.39) * 2.725 / 5.45 + 18.39 + 0.41 = \mathbf{3.30 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.11 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.11 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.07 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (-12.62 - 18.39) * 5.20 / 5.45 + 18.39 + 0.07 = \mathbf{-11.12 \text{ ton-m}}$$

Tramo 2:

$$M_{\text{max}}(\text{tramo2}) = (-13.89 + 17.13) / 2 = 1.62 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.62) / (5.45 * 5.45) = 0.44 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2}x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L}x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.44 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.44 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.29 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (-13.70 - 17.05) * 0.25 / 5.45 + 17.05 + 0.29 = \mathbf{15.93} \text{ ton-m}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.44 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.44 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.63 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (-13.70 - 17.05) * 2.725 / 5.45 + 17.05 + 1.63 = \mathbf{3.31} \text{ ton-m}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.44 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.44 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.26 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (-13.70 - 17.05) * 5.225 / 5.45 + 17.05 + 0.26 = \mathbf{-12.17} \text{ ton-m}$$

➤ **Combinación 0.9CM – SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -15.78 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -15.78 = \mathbf{-12.62} \text{ ton-m}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 3.16 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 13.89 + 3.16 = \mathbf{17.05} \text{ ton-m}$$

-

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -17.13 \text{ ton-m}$$

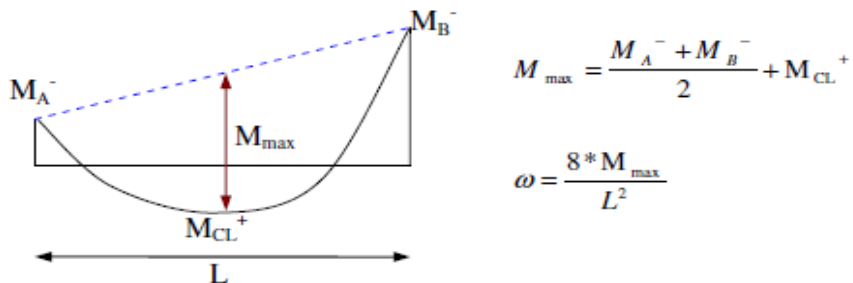
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00-20.00) / 100.00 * -17.13 = \mathbf{-13.70 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 3.43 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = 14.96 + 3.43 = \mathbf{18.39 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas



Tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (17.13 - 13.89) / 2 = 1.62 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.62) / (5.45 * 5.45) = 0.44 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.44 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.44 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.23 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (17.05 + 13.70) * 0.225 / 5.45 - 13.70 + 0.23 = \mathbf{-12.20 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.44 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.44 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.63 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (17.05 + 13.70) * 2.725 / 5.45 - 13.70 + 1.63 = \mathbf{3.31 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.44 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.44 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.29 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (17.05 + 13.70) * 5.20 / 5.45 - 13.70 + 0.29 = \mathbf{15.93 \text{ ton-m}}$$

Tramo 2:

$$M_{\text{max}}(\text{tramo2}) = (15.78 - 14.96) / 2 = 0.41 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 0.41) / (5.45 * 5.45) = 0.11 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.11 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.11 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.07 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (18.39 + 12.62) * 0.25 / 5.45 - 12.62 + 0.07 = \mathbf{-11.13 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.11 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.11 * 2.725 * 2.725) / 2 = 0.41 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (18.39 + 12.62) * 2.725 / 5.45 - 12.62 + 0.41 = \mathbf{3.30 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.11 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.11 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.06 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (18.39 + 12.62) * 5.225 / 5.45 - 12.62 + 0.06 = \mathbf{17.16 \text{ ton-m}}$$

- **Viga del Segundo nivel**

Se procede a realizar la redistribución de momentos para las combinaciones de cargas mostradas en los gráficos anteriores, se eligen los momentos máximos negativos en las caras de los apoyos.

Datos

- d(cm) = 49.91

- b(cm) = 35.00

- fy(kg/cm²) = 4200.00

- f'c(kg/cm²) = 210.00

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a/2)}$$

$$\epsilon_t = \frac{0.003}{c} (d - c)$$

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

$$c = \frac{a}{0.85}$$

Tabla 27*Calculo de los factores de redistribución de la viga del segundo nivel*

Iteraciones	VALORES POR CALCULAR	APOYOS			
		1	2	3	
		Cara Der.	Cara Izq.	Cara Der.	Cara Izq.
Iteracion 1	Mu (t-m)	13.53	11.96	11.96	13.53
	c (cm)	6.04	5.31	5.31	6.04
	ϵ_t	0.02153	0.02493	0.02493	0.02153
	FR (%) = 1000 ϵ_t	20.00	20.00	20.00	20.00
Iteracion 2	Mu (t-m)	10.82	9.57	9.57	10.82
	c (cm)	4.78	4.20	4.20	4.78
	ϵ_t	0.02801	0.03227	0.03227	0.02801
	FR (%) = 1000 ϵ_t	20.00	20.00	20.00	20.00

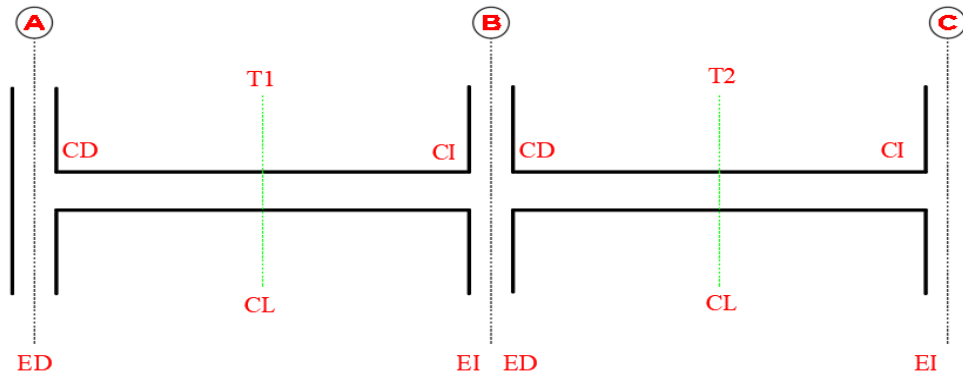
Fuente: Elaboracion propia

Tabla 28*Calculo de iteraciones de la viga del segundo nivel*

1 Cara derecha		2 Cara Izquierda		2 Cara derecha		3 Cara Izquierda	
Mu (T-m)	13.53	Mu (T-m)	11.96	Mu (T-m)	11.96	Mu (T-m)	13.53
a (cm)	5.14	a (cm)	4.51	a (cm)	4.51	a (cm)	5.14
As (cm ²)	7.64	As (cm ²)	6.71	As (cm ²)	6.71	As (cm ²)	7.64
a (cm)	5.14	a (cm)	4.51	a (cm)	4.51	a (cm)	5.14
c (cm)	6.04	c (cm)	5.31	c (cm)	5.31	c (cm)	6.04
ϵ_t	0.02153	ϵ_t	0.02493	ϵ_t	0.02493	ϵ_t	0.02153
1 Cara derecha		2 Cara Izquierda		2 Cara derecha		3 Cara Izquierda	
Mu (T-m)	10.82	Mu (T-m)	9.57	Mu (T-m)	9.57	Mu (T-m)	10.82
a (cm)	4.06	a (cm)	3.57	a (cm)	3.57	a (cm)	4.06
As (cm ²)	6.04	As (cm ²)	5.31	As (cm ²)	5.31	As (cm ²)	6.04
a (cm)	4.06	a (cm)	3.57	a (cm)	3.57	a (cm)	4.06
c (cm)	4.78	c (cm)	4.20	c (cm)	4.20	c (cm)	4.78
ϵ_t	0.02801	ϵ_t	0.03227	ϵ_t	0.03227	ϵ_t	0.02801

Fuente: Elaboracion propia

Con los factores obtenidos, se procede a la redistribución de los momentos flectores para las diferentes combinaciones de carga. Se utilizarán los términos que se muestran en el siguiente grafico para un mejor entendimiento sobre la ubicación de los momentos.



Donde:

CD: Representa la cara derecha de columna

ED: Representa el eje de columna para el lado derecho de columna

EI: Representa el eje de columna para el lado izquierdo de columna

CD: Representa la cara derecha de columna

CI: Representa la cara izquierda de columna

CL: Representa el centro de luz

T1: tramo 1

T2: tramo 2

➤ **Combinación 1.4CM + 1.7 CV:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -2.08 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -2.08 = \mathbf{-1.66 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 0.416 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = -1.07 + 0.416 = \mathbf{-0.65 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -2.08 \text{ ton-m}$$

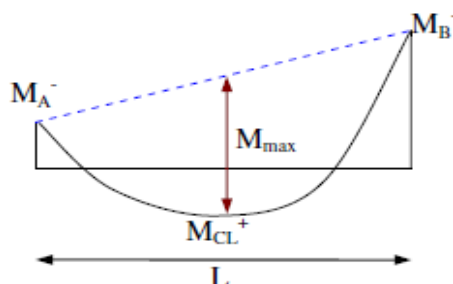
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00-20.00) / 100.00 * -2.08 = \mathbf{-1.66 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 0.416 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = -1.07 + 0.416 = \mathbf{-0.65 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (2.08 + 1.07) / 2 + 0.84 = 2.42 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 2.42) / (5.45 * 5.45) = 0.65 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.65 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.65 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.38 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (-0.65 + 1.66) * 0.225 / 5.45 - 1.66 + 0.38 = \mathbf{-1.24 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.65 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.65 * 2.725 * 2.725) / 2 = 2.41 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (-0.65 + 1.66) * 2.725 / 5.45 - 1.66 + 2.41 = \mathbf{1.26 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCII = (0.65 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.65 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.42 \text{ ton-m}$$

$$MRCII = (-0.65 + 1.66) * 5.20 / 5.45 - 1.66 + 0.42 = \mathbf{-0.28 \text{ ton-m}}$$

Tramo 2:

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (1.07 + 2.08) / 2 + 0.84 = 2.42 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 2.40) / (5.45 * 5.45) = 0.65 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.65 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.65 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.42 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (-1.66 + 0.65) * 0.25 / 5.45 - 0.65 + 0.42 = \mathbf{-0.28 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.65 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.65 * 2.725 * 2.725) / 2 = 2.41 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (-1.66 + 0.65) * 2.725 / 5.45 - 0.65 + 2.41 = \mathbf{1.26 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.65 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.65 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.38 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (-1.66 + 0.65) * 5.225 / 5.45 - 0.65 + 0.38 = \mathbf{-1.24 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 1.25CM + 1.25CV + SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -13.31 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -13.31 = \mathbf{-10.65 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 2.66 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 11.36 + 2.66 = \mathbf{14.02 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -14.96 \text{ ton-m}$$

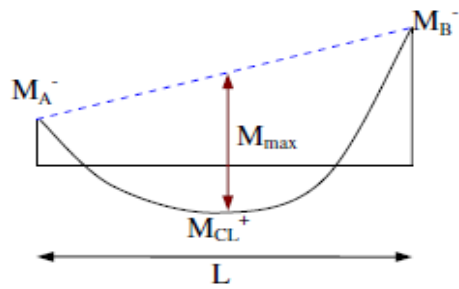
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00-20.00) / 100.00 * -14.96 = \mathbf{-11.97 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 2.99 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = 11.29 + 2.99 = \mathbf{14.28 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

tramo I:

$$M_{\max}(\text{tramo I}) = (-11.29 + 13.31) / 2 = 1.01 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.01) / (5.45 * 5.45) = 0.27 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{eje B}} - MR_{\text{eje A}})}{L} x + MR_{\text{eje A}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.27 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.27 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.16 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (-10.56 - 14.28) * 0.225 / 5.45 + 14.28 + 0.16 = \mathbf{13.41 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.27 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.27 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.00 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (-10.56 - 14.28) * 2.725 / 5.45 + 14.28 + 1.00 = \mathbf{2.86 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.27*5.45*5.20) / 2 - (0.27*5.20*5.20) / 2 = 0.18 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (-10.56 - 14.28) * 5.20 / 5.45 + 14.28 + 0.18 = \mathbf{-9.24 \text{ ton-m}}$$

tramo 2

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (-11.36 + 14.96) / 2 = 1.80 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8*1.80) / (5.45*5.45) = 0.48 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.48*5.45*0.25) / 2 - (0.48*0.25*0.25) / 2 = 0.31 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (-11.97 - 14.28) * 0.25 / 5.45 + 14.28 + 0.31 = \mathbf{13.39 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.48*5.45*2.725) / 2 - (0.48*2.725*2.725) / 2 = 1.78 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (-11.97 - 14.28) * 2.725 / 5.45 + 14.28 + 1.78 = \mathbf{2.94 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.48*5.45*5.225) / 2 - (0.48*5.225*5.225) / 2 = 0.28 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (-11.97 - 14.28) * 5.225 / 5.45 + 14.28 + 0.28 = \mathbf{-10.61 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 1.25CM + 1.25CV - SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(ED)\text{-Tramo2} = -13.31 \text{ ton-m}$$

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = (100.00-20.00) / 100.00 * -13.31 = \mathbf{-10.65 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(ED)\text{-Tramo2} - MR(ED)\text{-Tramo2} = 2.66 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = 11.36 + 2.66 = \mathbf{14.02 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(ED)\text{-Tramo1} = -14.96 \text{ ton-m}$$

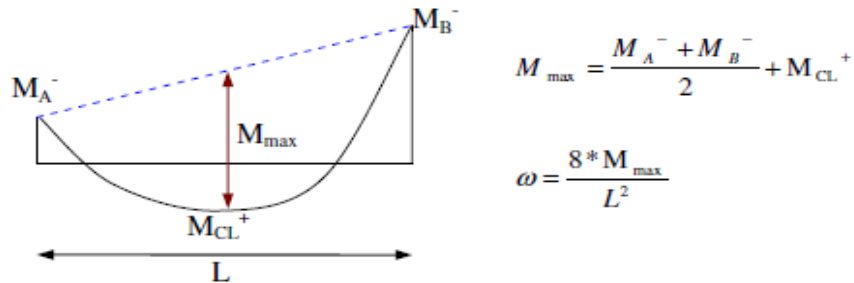
$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -14.96 = \mathbf{-11.97 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 2.99 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$MR(EI)\text{-Tramo2} = 11.29 + 2.99 = \mathbf{14.28 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas.



tramo I:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (14.96 - 11.36) / 2 = 1.80 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.80) / (5.45 * 5.45) = 0.48 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.48 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.48 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.28 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (14.02 + 11.97) * 0.225 / 5.45 - 11.97 + 0.28 = -10.62 \text{ ton-m}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.48 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.48 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.78 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (14.02 + 11.97) * 2.725 / 5.45 - 11.97 + 1.78 = \mathbf{2.81 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.48 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.48 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.32 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (14.02 + 11.97) * 5.20 / 5.45 - 11.97 + 0.32 = \mathbf{13.15 \text{ ton-m}}$$

tramo 2:

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (13.31 - 11.29) / 2 = 1.01 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.01) / (5.45 * 5.45) = 0.27 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.27 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.27 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.18 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (14.28 + 10.65) * 0.25 / 5.45 - 10.65 + 0.18 = \mathbf{-9.33 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.27 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.27 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.00 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (14.28 + 10.65) * 2.725 / 5.45 - 10.65 + 1.00 = \mathbf{2.82 \text{ ton-m}}$$

Para $X = 5.225$ (eje C)

$$MCI2 = (0.27 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.27 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.16 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (14.28 + 10.65) * 5.225 / 5.45 - 10.65 + 0.16 = \mathbf{13.41 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 0.9CM + SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -13.11 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -13.11 = \mathbf{-10.49 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 2.62 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 11.56 + 2.62 = \mathbf{14.18 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -14.38 \text{ ton-m}$$

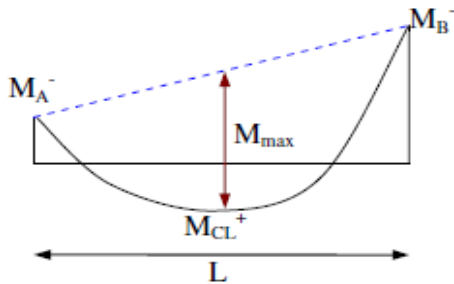
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -14.38 = \mathbf{-11.50 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 2.88 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = 11.87 + 2.88 = \mathbf{14.75 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas.



$$M_{\max} = \frac{M_{A^{-}} + M_{B^{-}}}{2} + M_{CL}^{+}$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (-11.87 + 13.11) / 2 = 0.62 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 0.62) / (5.45 * 5.45) = 0.17 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.17 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.17 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.10 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (-10.49 - 14.75) * 0.225 / 5.45 + 14.75 + 0.10 = \mathbf{13.31 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.17*5.45*2.725) / 2 - (0.17*2.725*2.725) / 2 = 0.63 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (-10.49 - 14.75) * 2.725 / 5.45 + 14.75 + 0.63 = \mathbf{2.76 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.17*5.45*5.20) / 2 - (0.17*5.20*5.20) / 2 = 0.11 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (-10.49 - 14.75) * 5.20 / 5.45 + 14.75 + 0.11 = \mathbf{-9.22 \text{ ton-m}}$$

tramo 2:

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (-11.56 + 14.38) / 2 = 1.41 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8*1.41) / (5.45*5.45) = 0.38 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.38*5.45*0.25) / 2 - (0.38*0.25*0.25) / 2 = 0.25 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (-11.50 - 14.75) * 0.25 / 5.45 + 14.75 + 0.25 = \mathbf{13.80 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.38*5.45*2.725) / 2 - (0.38*2.725*2.725) / 2 = 1.41 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (-11.50 - 14.75) * 2.725 / 5.45 + 14.75 + 1.41 = \mathbf{3.04 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = = (0.38*5.45*5.225) / 2 - (0.38*5.225*5.225) / 2 = 0.22 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (-11.50 - 14.75) * 5.225 / 5.45 + 14.75 + 0.22 = \mathbf{-10.20 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 0.9CM – SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -13.11 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00-20.00) / 100.00 * -13.11 = \mathbf{-10.49 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 2.62 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = 11.56 + 2.62 = \mathbf{14.18 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -14.38 \text{ ton-m}$$

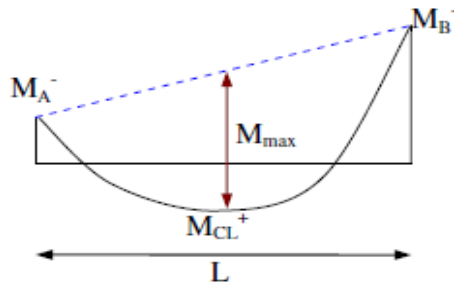
$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -14.38 = \mathbf{-11.50 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 2.88 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 11.87 + 2.88 = \mathbf{14.75 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

tramo I:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (14.38 - 11.56) / 2 = 1.41 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.41) / (5.45 * 5.45) = 0.38 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.38 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.38 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.22 \text{ ton-m}$$

$$MRC1 = (14.18 + 11.50) * 0.225 / 5.45 - 11.50 + 0.22 = \mathbf{-10.22 \text{ ton-m}}$$

Para $X = 2.725$ (centro de luz)

$$MCL1 = (0.38*5.45*2.725) / 2 - (0.38*2.725*2.725) / 2 = 1.41 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (14.18+ 11.50) *2.725 / 5.45 - 11.50 + 1.41 = \mathbf{2.75 \text{ ton-m}}$$

Para $X = 5.20$ (eje B)

$$MCI1 = (0.38*5.45*5.20) / 2 - (0.38*5.20*5.20) / 2 = 0.25 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (14.18+ 11.50) *5.20 / 5.45 - 11.50 + 0.25 = \mathbf{13.25 \text{ ton-m}}$$

tramo 2:

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (13.11 - 11.87) / 2 = 0.62 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8*0.62) / (5.45*5.45) = 0.17 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para $X = 0.25$ (eje B)

$$MCD2 = (0.17*5.45*0.25) / 2 - (0.17*0.25*0.25) / 2 = 0.11 \text{ ton-m}$$

$$MRC2 = (14.75+ 10.49) *0.25/ 5.45 - 10.49 + 0.11 = \mathbf{-9.22 \text{ ton-m}}$$

Para $X = 2.725$ (centro de luz)

$$MCL2 = (0.17 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.17 * 2.725 * 2.725) / 2 = 0.63 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (14.75 + 10.49) * 2.725 / 5.45 - 10.49 + 0.63 = \mathbf{2.76 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.17 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.17 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.10 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (14.75 + 10.49) * 5.225 / 5.45 - 10.49 + 0.10 = \mathbf{13.81 \text{ ton-m}}$$

- **Viga del tercer nivel**

Se procede a realizar la redistribución de momentos para las combinaciones de cargas mostradas en los gráficos anteriores, se eligen los momentos máximos negativos en las caras de los apoyos.

Datos

- d (cm) = 49.91
- b (cm) = 35.00
- fy (kg/cm²) = 4200.00
- f'c (kg/cm²) = 210.00
-

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a/2)}$$

$$\epsilon_t = \frac{0.003}{c} (d - c)$$

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

$$c = \frac{a}{0.85}$$

Tabla 29

Calculo de los factores de redistribución de la viga del tercer nivel

Iteraciones	VALORES POR CALCULAR	APOYOS			
		1	2	3	
		Cara Der.	Cara Izq.	Cara Der.	Cara Izq.
Iteracion 1	Mu (t-m)	9.80	8.13	8.13	9.80
	c (cm)	4.31	3.55	3.55	4.31
	Et	0.03140	0.03874	0.03874	0.03140
	FR (%) = 1000Et	20.00	20.00	20.00	20.00

Iteracion 2	Mu (t-m)	7.84	6.50	6.50	7.84
	c (cm)	3.42	2.82	2.82	3.42
	ϵ_t	0.04034	0.04952	0.04952	0.04034
	FR (%) = 1000ϵ_t	20.00	20.00	20.00	20.00

Fuente: Elaboracion propia

Tabla 30

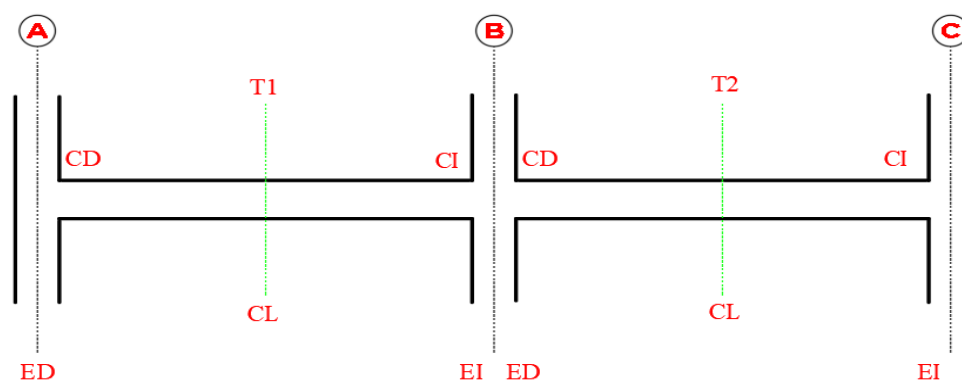
Calculo de las Iteraciones de la viga del tercer nivel

1 Cara derecha		2 Cara Izquierda		2 Cara derecha		3 Cara Izquierda	
Mu (T-m)	9.80	Mu (T-m)	8.13	Mu (T-m)	8.13	Mu (T-m)	9.80
a (cm)	3.66	a (cm)	3.02	a (cm)	3.02	a (cm)	3.66
As (cm2)	5.45	As (cm2)	4.49	As (cm2)	4.49	As (cm2)	5.45
a (cm)	3.66	a (cm)	3.02	a (cm)	3.02	a (cm)	3.66
c (cm)	4.31	c (cm)	3.55	c (cm)	3.55	c (cm)	4.31
ϵ_t	0.03140	ϵ_t	0.03874	ϵ_t	0.03874	ϵ_t	0.03140

1 Cara derecha		2 Cara Izquierda		2 Cara derecha		3 Cara Izquierda	
Mu (T-m)	7.84	Mu (T-m)	6.50	Mu (T-m)	6.50	Mu (T-m)	7.84
a (cm)	2.91	a (cm)	2.40	a (cm)	2.40	a (cm)	2.91
As (cm2)	4.32	As (cm2)	3.57	As (cm2)	3.57	As (cm2)	4.32
a (cm)	2.91	a (cm)	2.40	a (cm)	2.40	a (cm)	2.91
c (cm)	3.42	c (cm)	2.82	c (cm)	2.82	c (cm)	3.42
ϵ_t	0.04034	ϵ_t	0.04952	ϵ_t	0.04952	ϵ_t	0.04034

Fuente: Elaboracion propia

Con los factores obtenidos, se procede a la redistribución de momentos flectores para las combinaciones de carga mencionadas. Se utilizarán los términos que se muestran en el siguiente grafico para un mejor entendimiento sobre la ubicación de los momentos.



Donde:

CD: Representa la cara derecha de la columna

ED: Representa el eje de la columna para el lado derecho de columna

EI: Representa eje de columna para el lado izquierdo de columna

CD: Representa la cara derecha de columna

CI: Representa la cara izquierda de columna

CL: Representa el centro de luz

T1: tramo 1

T2: tramo 2

➤ **Para la combinación 1.4CM + 1.7 CV:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -2.29 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -2.29 = \mathbf{-1.83 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 0.46 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = -0.86 + 0.46 = \mathbf{-0.40 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -2.29 \text{ ton-m}$$

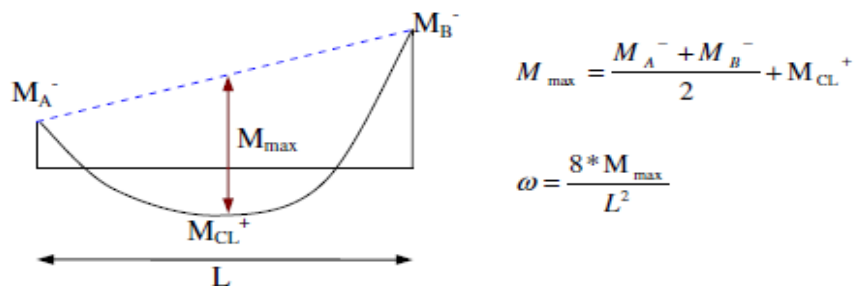
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00-20.00) / 100.00 * -2.29 = \mathbf{-1.83 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 0.46 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = -0.86 + 0.46 = \mathbf{-0.40 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas.



tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (2.29 + 0.86) / 2 + 0.88 = 2.46 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 2.46) / (5.45 * 5.45) = 0.66 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.66 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.66 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.39 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (-0.40 + 1.83) * 0.225 / 5.45 - 1.83 + 0.39 = -1.38 \text{ ton-m}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.66 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.66 * 2.725 * 2.725) / 2 = 2.45 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (-0.40 + 1.83) * 2.725 / 5.45 - 1.83 + 2.45 = 1.34 \text{ ton-m}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.66 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.66 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.43 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (-0.40 + 1.83) * 5.20 / 5.45 - 1.83 + 0.43 = -0.04 \text{ ton-m}$$

tramo 2:

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (2.29 + 0.86) / 2 + 0.88 = 2.46 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 2.46) / (5.45 * 5.45) = 0.66 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.66*5.45*0.25) / 2 - (0.66*0.25*0.25) / 2 = 0.39 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (-1.83 + 0.40) * 0.25 / 5.45 - 0.40 + 0.39 = \mathbf{-0.08 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.66*5.45*2.725) / 2 - (0.66*2.725*2.725) / 2 = 2.45 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (-1.83 + 0.40) * 2.725 / 5.45 - 0.40 + 2.45 = \mathbf{1.34 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.66*5.45*5.225) / 2 - (0.66*5.225*5.225) / 2 = 0.43 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (-1.83 + 0.40) * 5.225 / 5.45 - 0.40 + 0.43 = \mathbf{-1.34 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 1.25CM + 1.25CV + SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -9.13 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -9.13 = \mathbf{-7.30 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 1.83 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 7.54 + 1.83 = \mathbf{9.37 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -10.90 \text{ ton-m}$$

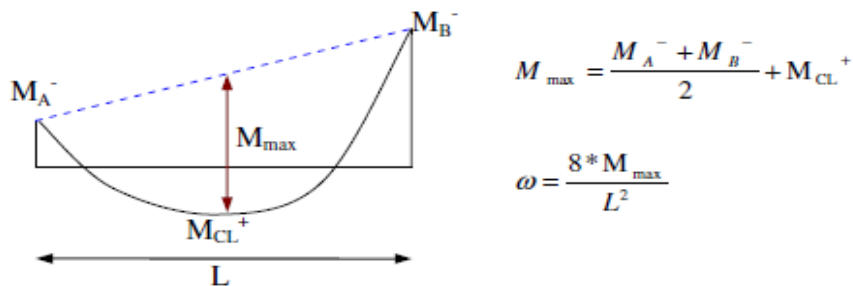
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00-20.00) / 100.00 * -10.90 = \mathbf{-8.72 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 2.18 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = 6.86 + 2.18 = \mathbf{9.04 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas



tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (-6.86 + 9.13) / 2 = 1.14 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.14) / (5.45 * 5.45) = 0.31 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para $X = 0.225$ (eje A)

$$MCD1 = (0.31 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.31 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.18 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (-7.30 - 9.04) * 0.225 / 5.45 + 9.04 + 0.18 = \mathbf{8.55 \text{ ton-m}}$$

Para $X = 2.725$ (centro de luz)

$$MCL1 = (0.31 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.31 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.15 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (-7.30 - 9.04) * 2.725 / 5.45 + 9.04 + 1.15 = \mathbf{2.02 \text{ ton-m}}$$

Para $X = 5.20$ (eje B)

$$MCI1 = (0.31 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.31 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.20 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (-7.30 - 9.04) * 5.20 / 5.45 + 9.04 + 0.20 = \mathbf{-6.35 \text{ ton-m}}$$

tramo 2

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (-7.54 + 10.90) / 2 = 1.68 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.68) / (5.45 * 5.45) = 0.45 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.45 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.45 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.29 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (-8.72 - 9.37) * 0.25 / 5.45 + 9.37 + 0.29 = \mathbf{8.83 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.45 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.45 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.67 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (-8.72 - 9.37) * 2.725 / 5.45 + 9.37 + 1.67 = \mathbf{2.00 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.45 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.45 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.26 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (-8.72 - 9.37) * 5.225 / 5.45 + 9.37 + 0.26 = \mathbf{-7.71 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 1.25CM + 1.25CV - SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(ED)\text{-Tramo2} = -9.13 \text{ ton-m}$$

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -9.13 = \mathbf{-7.30 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(ED)\text{-Tramo2} - MR(ED)\text{-Tramo2} = 1.83 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = 7.54 + 1.83 = \mathbf{9.37 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(\text{ED})\text{-Tramo1} = -10.90 \text{ ton-m}$$

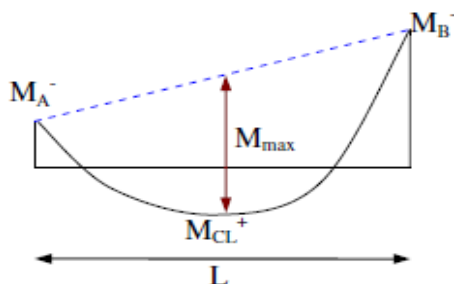
$$MR(\text{EI})\text{-Tramo1} = (100-20) / 100 * -10.90 = \mathbf{-8.72 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(\text{EI})\text{-Tramo1} - MR(\text{EI})\text{-Tramo1} = 2.18 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$MR(\text{EI})\text{-Tramo2} = 6.86 + 2.18 = \mathbf{9.04 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{\text{CL}}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (10.90 - 7.54) / 2 = 1.68 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.68) / (5.45 * 5.45) = 0.45 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.45 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.45 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.26 \text{ t-m}$$

$$MRCD1 = (9.37 + 8.72) * 0.225 / 5.45 - 8.72 + 0.26 = -7.71 \text{ t-m}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.45 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.45 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.67 \text{ t-m}$$

$$MRCL1 = (9.37 + 8.72) * 2.725 / 5.45 - 8.72 + 1.67 = 2.00 \text{ t-m}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.45 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.45 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.29 \text{ t-m}$$

$$MRCI1 = (9.37 + 8.72) * 5.20 / 5.45 - 8.72 + 0.29 = 8.83 \text{ t-m}$$

tramo 2:

$$M_{\text{max}}(\text{tramo2}) = (9.13 - 6.86) / 2 = 1.14 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.14) / (5.45 * 5.45) = 0.31 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.31 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.31 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.20 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (9.04 + 7.30) * 0.25 / 5.45 - 7.30 + 0.20 = \mathbf{-6.35 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.31 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.31 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.15 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (9.04 + 7.30) * 2.725 / 5.45 - 7.30 + 1.15 = \mathbf{2.02 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.31 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.31 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.18 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (9.04 + 7.30) * 5.225 / 5.45 - 7.30 + 0.18 = \mathbf{8.55 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 0.9CM + SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(\text{EI})\text{-Tramo1} = -10.00 \text{ ton-m}$$

$$MR(\text{EI})\text{-Tramo1} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -10.00 = \mathbf{-8.00 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(\text{EI})\text{-Tramo1} - MR(\text{EI})\text{-Tramo1} = 2.00 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 7.68 + 2.00 = \mathbf{9.68 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -10.26 \text{ ton-m}$$

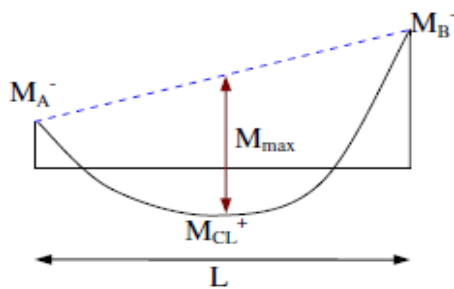
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -10.26 = \mathbf{-8.21 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 2.05 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = 7.51 + 2.05 = \mathbf{9.56 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (-7.51 + 10.00) / 2 = 1.25 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8*1.25) / (5.45*5.45) = 0.34 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.34*5.45*0.225) / 2 - (0.34*0.225*0.225) / 2 = 0.20 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (-8.00 - 9.56) * 0.225 / 5.45 + 9.56 + 0.20 = \mathbf{9.04 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.34*5.45*2.725) / 2 - (0.34*2.725*2.725) / 2 = 1.26 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (-8.00 - 9.56) * 2.725 / 5.45 + 9.56 + 1.26 = \mathbf{2.04 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.34*5.45*5.20) / 2 - (0.34*5.20*5.20) / 2 = 0.22 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (-8.00 - 9.56) * 5.20 / 5.45 + 9.56 + 0.22 = \mathbf{-6.97 \text{ ton-m}}$$

tramo 2:

$$M_{\text{max}}(\text{tramo2}) = (-7.68 + 10.26) / 2 = 1.29 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8*1.29) / (5.45*5.45) = 0.35 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.35 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.35 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.23 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (-8.21 - 9.68) * 0.25 / 5.45 + 9.68 + 0.23 = \mathbf{9.09 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.35 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.35 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.30 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (-8.21 - 9.68) * 2.725 / 5.45 + 9.68 + 1.30 = \mathbf{2.04 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.35 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.35 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.21 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (-8.21 - 9.68) * 5.225 / 5.45 + 9.68 + 0.21 = \mathbf{-7.26 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 0.9CM – SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -9.00 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -9.00 = \mathbf{-7.20 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 1.80 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 7.68 + 1.80 = \mathbf{9.48 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -10.26 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -10.26 = \mathbf{-8.21 \text{ ton-m}}$$

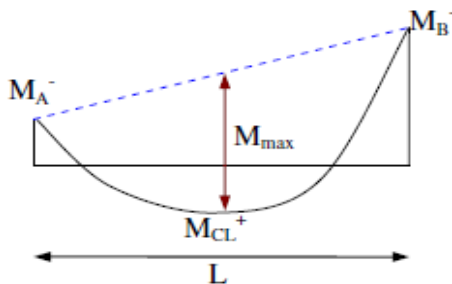
$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 2.05 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

-

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 7.51 + 2.05 = \mathbf{9.56 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas



$$M_{max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{max}}{L^2}$$

tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (10.26 - 7.68) / 2 = 1.29 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.29) / (5.45 * 5.45) = 0.35 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.35 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.35 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.21 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (9.48 + 8.21) * 0.225 / 5.45 - 8.21 + 0.21 = \mathbf{-7.26 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.35 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.35 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.30 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (9.48 + 8.21) * 2.725 / 5.45 - 8.21 + 1.30 = \mathbf{1.94 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.35 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.35 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.23 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (9.48 + 8.21) * 5.20 / 5.45 - 8.21 + 0.23 = \mathbf{8.90 \text{ ton-m}}$$

tramo 2:

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (9.00 - 7.51) / 2 = 0.75 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 0.75) / (5.45 * 5.45) = 0.20 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$M_{CD2} = (0.20 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.20 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.13 \text{ ton-m}$$

$$MR_{CD2} = (9.56 + 7.20) * 0.25 / 5.45 - 7.20 + 0.13 = \mathbf{-6.30 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$M_{CL2} = (0.20 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.20 * 2.725 * 2.725) / 2 = 0.74 \text{ ton-m}$$

$$MR_{CL2} = (9.56 + 7.20) * 2.725 / 5.45 - 7.20 + 0.74 = \mathbf{1.92 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$M_{CI2} = (0.20 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.20 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.12 \text{ ton-m}$$

$$MR_{CI2} = (9.56 + 7.20) * 5.225 / 5.45 - 7.20 + 0.12 = \mathbf{8.90 \text{ ton-m}}$$

- **Viga del Cuarto nivel**

Se procede a realizar la redistribución de momentos para las combinaciones de cargas mostradas en los gráficos anteriores, se eligen los momentos máximos negativos en las caras de los apoyos.

Datos

- d (cm) =	49.91	$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a / 2)}$	$\epsilon_t = \frac{0.003}{c} (d - c)$
- b (cm) =	35.00		
- f_y (kg/cm ²) =	4200.00	$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'c * b}$	$c = \frac{a}{0.85}$
- $f'c$ (kg/cm ²) =	210.00		
-			

Tabla 31

Calculo de los factores de redistribución de la viga del Cuarto nivel

Iteraciones	VALORES POR CALCULAR	APOYOS			
		1	2	3	
		Cara Der.	Cara Izq.	Cara Der.	Cara Izq.
Iteracion 1	Mu (t-m)	5.02	3.91	3.91	5.02
	c (cm)	2.17	1.68	1.68	2.17
	εt	0.06544	0.08524	0.08524	0.06544
	FR (%) = 1000εt	20.00	20.00	20.00	20.00
Iteracion 2	Mu (t-m)	4.02	3.13	3.13	4.02
	c (cm)	1.73	1.34	1.34	1.73
	εt	0.08288	0.10763	0.10763	0.08288
	FR (%) = 1000εt	20.00	20.00	20.00	20.00

Fuente: Elaboracion propia

Tabla 32

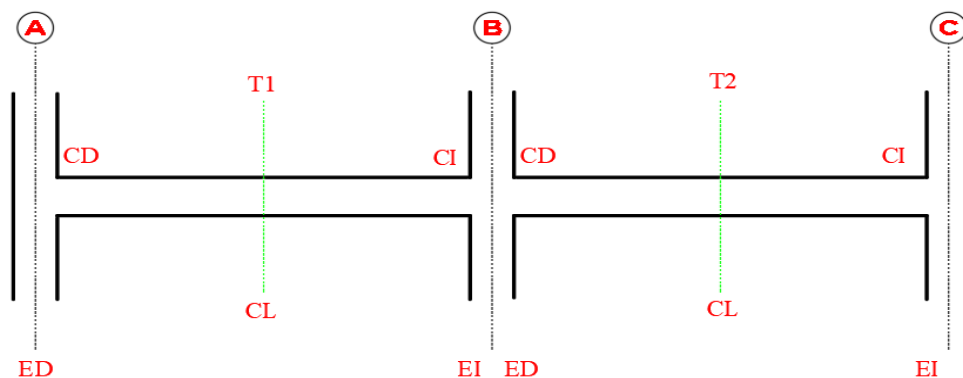
Calculo de las iteraciones de la viga del Cuarto nivel

1 Cara derecha	2 Cara Izquierda	2 Cara derecha	3 Cara Izquierda
Mu (T-m) 5.02	Mu (T-m) 3.91	Mu (T-m) 3.91	Mu (T-m) 5.02
a (cm) 1.84	a (cm) 1.43	a (cm) 1.43	a (cm) 1.84

As (cm ²)	2.74	As (cm ²)	2.12	As (cm ²)	2.12	As (cm ²)	2.74
a (cm)	1.84	a (cm)	1.43	a (cm)	1.43	a (cm)	1.84
c (cm)	2.17	c (cm)	1.68	c (cm)	1.68	c (cm)	2.17
ξ_t	0.06544	ξ_t	0.08524	ξ_t	0.08524	ξ_t	0.06544
1 Cara derecha		2 Cara Izquierda		2 Cara derecha		3 Cara Izquierda	
Mu (T-m)	4.02	Mu (T-m)	3.13	Mu (T-m)	3.13	Mu (T-m)	4.02
a (cm)	1.47	a (cm)	1.14	a (cm)	1.14	a (cm)	1.47
As (cm ²)	2.18	As (cm ²)	1.69	As (cm ²)	1.69	As (cm ²)	2.18
a (cm)	1.47	a (cm)	1.14	a (cm)	1.14	a (cm)	1.47
c (cm)	1.73	c (cm)	1.34	c (cm)	1.34	c (cm)	1.73
ξ_t	0.08288	ξ_t	0.10763	ξ_t	0.10763	ξ_t	0.08288

Fuente: Elaboracion propia

Con los factores obtenidos, se procede a la redistribución de momentos flectores para las combinaciones de carga. Se utilizarán los términos que se muestran en el siguiente grafico para un mejor entendimiento sobre la ubicación de los momentos.



Donde:

CD: Representa la cara derecha de la columna

ED: Representa el eje de la columna para el lado derecho de columna

EI: Representa eje de columna para el lado izquierdo de columna

CD: Representa la cara derecha de columna

CI: Representa la cara izquierda de columna

CL: Representa el centro de luz

T1: tramo 1

T2: tramo 2

➤ **Combinación 1.4CM + 1.7 CV:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -1.99 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -1.99 = \mathbf{-1.59 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 0.40 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = -0.97 + 0.40 = \mathbf{-0.57 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -1.99 \text{ ton-m}$$

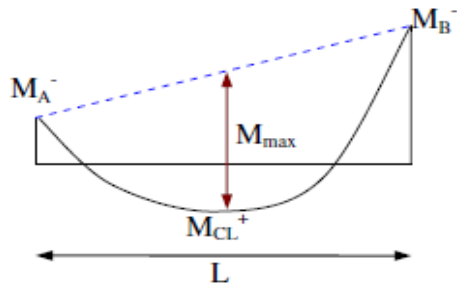
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00-20.00) / 100.00 * -1.99 = \mathbf{-1.59 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 0.40 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = -0.97 + 0.40 = \mathbf{-0.57 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas



$$M_{max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{max}}{L^2}$$

tramo 1:

$$M_{max}(\text{tramo1}) = (1.99 + 0.97) / 2 + 0.94 = 2.42 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 2.42) / (5.45 * 5.45) = 0.65 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{ejeB} - MR_{ejeA})}{L} x + MR_{ejeA} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.65 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.65 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.38 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (-0.57 + 1.59) * 0.225 / 5.45 - 1.59 + 0.38 = -1.17 \text{ ton-m}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.65 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.65 * 2.725 * 2.725) / 2 = 2.41 \text{ ton-m}$$

$$MR_{CL1} = (-0.57 + 1.59) * 2.725 / 5.45 - 1.59 + 2.41 = \mathbf{1.33 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$M_{CI1} = (0.65 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.65 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.42 \text{ ton-m}$$

$$M_{RCI1} = (-0.57 + 1.59) * 5.20 / 5.45 - 1.59 + 0.42 = \mathbf{-0.20 \text{ ton-m}}$$

tramo 2:

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (1.99 + 0.97) / 2 + 0.94 = 2.42 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 2.42) / (5.45 * 5.45) = 0.65 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$M_{CD2} = (0.65 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.65 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.42 \text{ ton-m}$$

$$M_{RCD2} = (-1.59 + 0.57) * 0.25 / 5.45 - 0.57 + 0.42 = \mathbf{-0.20 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$M_{CL2} = (0.65 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.65 * 2.725 * 2.725) / 2 = 2.41 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (-1.59 + 0.57) * 2.725 / 5.45 - 0.57 + 2.41 = \mathbf{1.33 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.65 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.65 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.38 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (-1.59 + 0.57) * 5.225 / 5.45 - 0.57 + 0.38 = \mathbf{-1.17 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 1.25CM + 1.25CV + SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -4.52 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -4.52 = \mathbf{-3.62 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 0.90 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 2.75 + 0.90 = \mathbf{3.65 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -5.71 \text{ ton-m}$$

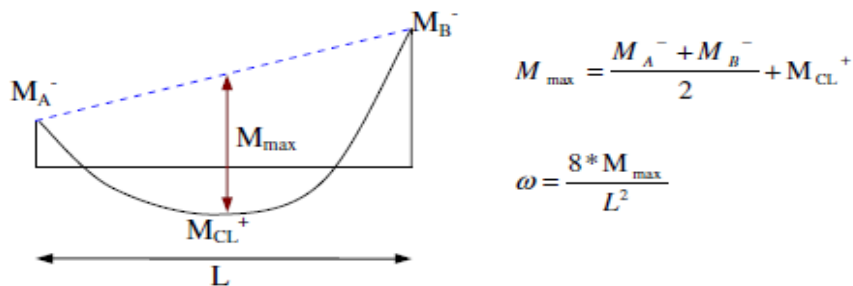
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -5.71 = \mathbf{-4.57 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 1.14 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = 2.19 + 1.14 = \mathbf{3.33 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas



tramo I:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (-2.19 + 4.52) / 2 = 1.17 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.17) / (5.45 * 5.45) = 0.32 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.32*5.45*0.225) / 2 - (0.32*0.225*0.225) / 2 = 0.19 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (-3.62 - 3.33) * 0.225 / 5.45 + 3.33 + 0.19 = \mathbf{3.23 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.32*5.45*2.725) / 2 - (0.32*2.725*2.725) / 2 = 1.19 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (-3.62 - 3.33) * 2.725 / 5.45 + 3.33 + 1.19 = \mathbf{1.05 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.32*5.45*5.20) / 2 - (0.32*5.20*5.20) / 2 = 0.21 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (-3.62 - 3.33) * 5.20 / 5.45 + 3.33 + 0.21 = \mathbf{-3.09 \text{ ton-m}}$$

tramo 2

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (-2.75 + 5.71) / 2 = 1.48 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8*1.48) / (5.45*5.45) = 0.40 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.40*5.45*0.25) / 2 - (0.40*0.25*0.25) / 2 = 0.26 \text{ ton-m}$$

$$\text{MRCD2} = (-4.57 - 3.65) * 0.25 / 5.45 + 3.65 + 0.26 = \mathbf{3.53 \text{ ton-m}}$$

Para $X = 2.725$ (centro de luz)

$$\text{MCL2} = (0.40 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.40 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.49 \text{ ton-m}$$

$$\text{MRCL2} = (-4.57 - 3.65) * 2.725 / 5.45 + 3.65 + 1.49 = \mathbf{1.03 \text{ ton-m}}$$

Para $X = 5.225$ (eje C)

$$\text{MCI2} = (0.40 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.40 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.24 \text{ ton-m}$$

$$\text{MRCI2} = (-4.57 - 3.65) * 5.225 / 5.45 + 3.65 + 0.24 = \mathbf{-3.99 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 1.25CM + 1.25CV - SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$\text{M(ED)-Tramo2} = -4.52 \text{ ton-m}$$

$$\text{MR(ED)-Tramo2} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -4.52 = \mathbf{-3.62 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = \text{M(ED)-Tramo2} - \text{MR(ED)-Tramo2} = 0.90 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$\text{MR(EI)-Tramo1} = 2.75 + 0.90 = \mathbf{3.65 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(ED)\text{-Tramo1} = -5.71 \text{ ton-m}$$

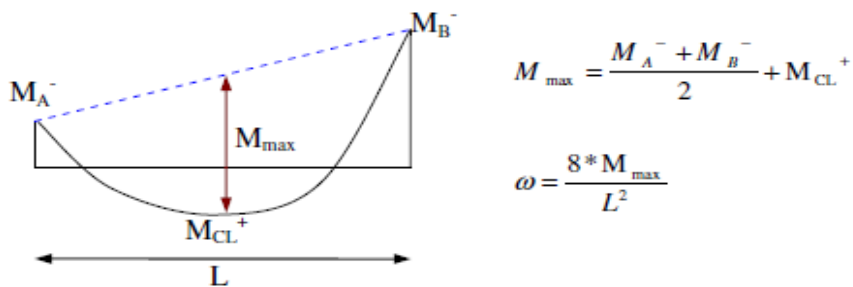
$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -5.71 = \mathbf{-4.57 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 1.14 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$MR(EI)\text{-Tramo2} = 2.20 + 1.14 = \mathbf{3.34 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas.



tramo I:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (5.71 - 2.75) / 2 = 1.48 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.48) / (5.45 * 5.45) = 0.40 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para $X = 0.225$ (eje A)

$$MCD1 = (0.40 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.40 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.24 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (3.65 + 4.57) * 0.225 / 5.45 - 4.57 + 0.24 = - \mathbf{3.99 \text{ ton-m}}$$

Para $X = 2.725$ (centro de luz)

$$MCL1 = (0.40 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.40 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.49 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (3.65 + 4.57) * 2.725 / 5.45 - 4.57 + 1.49 = \mathbf{1.03 \text{ ton-m}}$$

Para $X = 5.20$ (eje B)

$$MCI1 = (0.40 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.40 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.26 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (3.65 + 4.57) * 5.20 / 5.45 - 4.57 + 0.26 = \mathbf{3.53 \text{ ton-m}}$$

tramo 2:

$$M_{\max}(\text{tramo2}) = (4.52 - 2.20) / 2 = 1.16 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.16) / (5.45 * 5.45) = 0.31 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.31 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.31 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.20 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (3.34 + 3.62) * 0.25 / 5.45 - 3.62 + 0.20 = \mathbf{-3.10 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.31 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.31 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.15 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (3.34 + 3.62) * 2.725 / 5.45 - 3.62 + 1.15 = \mathbf{1.01 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.31 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.31 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.18 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (3.34 + 3.62) * 5.225 / 5.45 - 3.62 + 0.18 = \mathbf{3.23 \text{ ton-m}}$$

➤ **Combinación 0.9CM + SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -4.36 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -4.36 = \mathbf{-3.49 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 0.87 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 2.91 + 0.87 = \mathbf{3.78 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -5.15 \text{ ton-m}$$

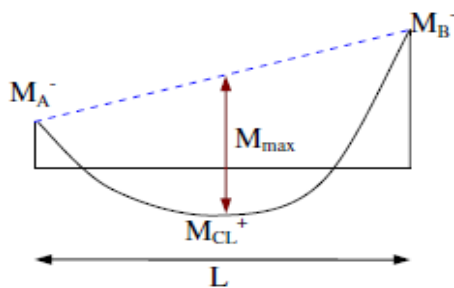
$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00-20.00) / 100.00 * -5.15 = \mathbf{-4.12 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 1.03 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = 2.76 + 1.03 = \mathbf{3.79 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (-2.76 + 4.36) / 2 = 0.8 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 0.8) / (5.45 * 5.45) = 0.22 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2}x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L}x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.22*5.45*0.225) / 2 - (0.22*0.225*0.225) / 2 = 0.13 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (-3.49 - 3.79) * 0.225 / 5.45 + 3.79 + 0.13 = \mathbf{3.62 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.22*5.45*2.725) / 2 - (0.22*2.725*2.725) / 2 = 0.82 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (-3.49 - 3.79) * 2.725 / 5.45 + 3.79 + 0.82 = \mathbf{0.97 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.22*5.45*5.20) / 2 - (0.22*5.20*5.20) / 2 = 0.14 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (-3.49 - 3.79) * 5.20 / 5.45 + 3.79 + 0.14 = \mathbf{-3.02 \text{ ton-m}}$$

tramo 2:

$$M_{\text{max}}(\text{tramo2}) = (-2.91 + 5.15) / 2 = 1.12 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8*1.12) / (5.45*5.45) = 0.30 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2}x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L}x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.30 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.30 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.20 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (-4.12 - 3.78) * 0.25 / 5.45 + 3.78 + 0.20 = \mathbf{3.62 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.30 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.30 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.11 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (-4.12 - 3.78) * 2.725 / 5.45 + 3.78 + 1.11 = \mathbf{0.94 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.30 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.30 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.18 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (-4.12 - 3.78) * 5.225 / 5.45 + 3.78 + 0.18 = \mathbf{-3.61 \text{ ton-m}}$$

➤ **Para la combinación 0.9CM – SISMO:**

- Se comienza con la redistribución del momento máximo negativo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$M(EI)\text{-Tramo2} = -4.36 \text{ ton-m}$$

$$MR(EI)\text{-Tramo2} = (100.00 - 20.00) / 100.00 * -4.36 = \mathbf{-3.49 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo2} - MR(EI)\text{-Tramo2} = 0.87 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo B:

$$MR(ED)\text{-Tramo1} = 2.91 + 0.87 = \mathbf{3.78 \text{ ton-m}}$$

- Se procede a redistribuir el momento máximo negativo del tramo I, lo cual se encuentra en el eje del apoyo A:

$$M(EI)\text{-Tramo1} = -5.15 \text{ ton-m}$$

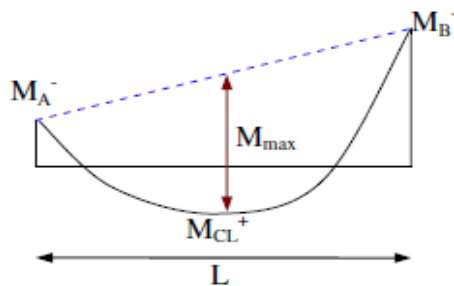
$$MR(EI)\text{-Tramo1} = (100.00-20.00) / 100.00 * -5.15 = \mathbf{-4.12 \text{ ton-m}}$$

$$\Delta M = M(EI)\text{-Tramo1} - MR(EI)\text{-Tramo1} = 1.03 \text{ ton-m}$$

- La diferencia que se obtiene se le adiciona al momento positivo del tramo II, lo cual se encuentra en el eje del apoyo C:

$$MR(ED)\text{-Tramo2} = 2.76 + 1.03 = \mathbf{3.79 \text{ ton-m}}$$

- Finalmente, se procede a calcular los momentos flectores en caras de los apoyos y en el centro de la viga de los dos tramos, haciendo el uso de las siguientes formulas.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

tramo 1:

$$M_{\max}(\text{tramo1}) = (5.15 - 2.91) / 2 = 1.12 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 1.12) / (5.45 * 5.45) = 0.30 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo I, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.225 (eje A)

$$MCD1 = (0.30 * 5.45 * 0.225) / 2 - (0.30 * 0.225 * 0.225) / 2 = 0.18 \text{ ton-m}$$

$$MRCD1 = (3.78 + 4.12) * 0.225 / 5.45 - 4.12 + 0.18 = \mathbf{-3.61 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL1 = (0.30 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.30 * 2.725 * 2.725) / 2 = 1.11 \text{ ton-m}$$

$$MRCL1 = (3.78 + 4.12) * 2.725 / 5.45 - 4.12 + 1.11 = \mathbf{0.94 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.20 (eje B)

$$MCI1 = (0.30 * 5.45 * 5.20) / 2 - (0.30 * 5.20 * 5.20) / 2 = 0.20 \text{ ton-m}$$

$$MRCI1 = (3.78 + 4.12) * 5.20 / 5.45 - 4.12 + 0.20 = \mathbf{3.62 \text{ ton-m}}$$

tramo 2:

$$M_{\text{max}}(\text{tramo2}) = (4.36 - 2.76) / 2 = 0.80 \text{ ton-m}$$

$$\omega = (8 * 0.80) / (5.45 * 5.45) = 0.22 \text{ ton/m}$$

Para calcular el momento en cualquier parte de la viga del tramo II, hacemos uso de las siguientes formulas:

$$M(x) = \omega \frac{L}{2} x - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{\text{ejeB}} - MR_{\text{ejeA}})}{L} x + MR_{\text{ejeA}} + M(x)$$

Para X = 0.25 (eje B)

$$MCD2 = (0.22 * 5.45 * 0.25) / 2 - (0.22 * 0.25 * 0.25) / 2 = 0.14 \text{ ton-m}$$

$$MRCD2 = (3.79 + 3.49) * 0.25 / 5.45 - 3.49 + 0.14 = \mathbf{-3.02 \text{ ton-m}}$$

Para X = 2.725 (centro de luz)

$$MCL2 = (0.22 * 5.45 * 2.725) / 2 - (0.22 * 2.725 * 2.725) / 2 = 0.82 \text{ ton-m}$$

$$MRCL2 = (3.79 + 3.49) * 2.725 / 5.45 - 3.49 + 0.82 = \mathbf{0.97 \text{ ton-m}}$$

Para X = 5.225 (eje C)

$$MCI2 = (0.22 * 5.45 * 5.225) / 2 - (0.22 * 5.225 * 5.225) / 2 = 0.13 \text{ ton-m}$$

$$MRCI2 = (3.79 + 3.49) * 5.225 / 5.45 - 3.49 + 0.13 = \mathbf{3.62 \text{ ton-m}}$$

Tabla 33

Momentos redistribuidos para las diferentes combinaciones de la viga del primer nivel

MOMENTOS REDISTRIBUIDOS PARA LAS DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA DE LA VIGA DEL PRIMER NIVEL													
Nudo	Ubic	X(m)	FR%	1.4CM + 1.7CV		1.25 CM + 1.25CV + SISMO		1.25 CM + 1.25CV - SISMO		0.9CM + SISMO		0.9CM - SISMO	
				Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
A	ED	0.000	20	-1.76	-1.41	14.49	18.01	-17.61	-14.09	14.96	18.39	-17.13	-13.70
	CD	0.225		-1.36	-1.01	13.57	16.87	-15.98	-12.49	13.94	17.17	-15.61	-12.20
	CL	2.725		0.83	1.19	1.35	3.39	0.13	3.36	1.14	3.30	-0.08	3.31
	CI	5.200		-1.02	-0.63	-14.48	-11.31	12.64	15.74	-14.26	-11.12	12.86	15.93
B	EI	5.450	20	-1.38	-1.03	-16.08	-12.86	13.59	16.81	-15.78	-12.62	13.89	17.05
B	ED	0.000	20	-1.38	-1.03	13.59	16.81	-16.08	-12.86	13.89	17.05	-15.78	-12.62
	CD	0.250		-1.02	-0.63	12.64	15.74	-14.48	-11.31	12.86	15.93	-14.26	-11.13
	CL	2.725		0.83	1.19	0.13	3.36	1.35	3.39	-0.08	3.31	1.14	3.30
	CI	5.225		-1.36	-1.01	-15.98	-12.49	13.57	16.87	-15.61	-12.17	13.94	17.16
C	EI	5.450	20	-1.76	-1.41	-17.61	-14.09	14.49	18.01	-17.13	-13.70	14.96	18.39

Fuente: Elaboración propia

Tabla 34

Momentos redistribuidos para las diferentes combinaciones de la viga del segundo nivel

MOMENTOS REDISTRIBUIDOS PARA LAS DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA DE LA VIGA DEL SEGUNDO NIVEL													
Nudo	Ubic	X(m)	FR%	1.4CM + 1.7CV		1.25 CM + 1.25CV + SISMO		1.25 CM + 1.25CV - SISMO		0.9CM + SISMO		0.9CM - SISMO	
				Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
A	ED	0.000	20	-2.08	-1.66	11.29	14.28	-14.96	-11.97	11.87	14.75	-14.38	-11.5
	CD	0.225		-1.650	-1.24	10.61	13.41	-13.53	-10.62	11.08	13.31	-13.07	-10.22
	CL	2.725		0.84	1.26	1.13	2.86	0.35	2.81	0.92	2.76	0.13	2.75
	CI	5.200		-0.73	-0.28	-11.96	-9.24	10.62	13.15	-11.84	-9.22	10.74	13.25
B	EI	5.450	20	-1.07	-0.65	-13.31	-10.65	11.36	14.02	-13.11	-10.49	11.56	14.18
B	ED	0.000	20	-1.07	-0.65	11.36	14.02	-13.31	-10.650	11.56	14.18	-13.11	-10.49
	CD	0.250		-0.73	-0.28	10.620	13.39	-11.96	-9.33	10.74	13.8	-11.84	-9.22
	CL	2.725		0.840	1.26	0.35	2.94	1.13	2.82	0.13	3.04	0.92	2.76
	CI	5.225		-1.65	-1.24	-13.530	-10.61	10.61	13.410	-13.07	-10.20	11.080	13.81
C	EI	5.450	20	-2.08	-1.66	-14.96	-11.97	11.29	14.280	-14.38	-11.50	11.87	14.75

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35

Momentos redistribuidos para las diferentes combinaciones de la viga del tercer nivel

MOMENTOS REDISTRIBUIDOS PARA LAS DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA DE LA VIGA DEL TERCER NIVEL													
Nudo	Ubic	X(m)	FR%	1.4CM + 1.7CV		1.25 CM + 1.25CV + SISMO		1.25 CM + 1.25CV - SISMO		0.9CM + SISMO		0.9CM - SISMO	
				Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
A	ED	0.000	20	-2.29	-1.83	6.86	9.04	-10.90	-8.72	7.51	9.56	-10.26	-8.21
	CD	0.225		-1.85	-1.38	6.54	8.55	-9.80	-7.71	7.07	9.04	-9.27	-7.26
	CL	2.725		0.88	1.34	1.00	2.02	0.46	2.00	0.80	2.04	0.25	1.94
	CI	5.200		-0.54	-0.04	-8.13	-6.35	7.12	8.83	-8.07	-6.97	7.18	8.90
B	EI	5.450	20	-0.86	-0.40	-9.13	-7.30	7.54	9.37	-10.00	-8.00	7.68	9.48
B	ED	0.000	20	-0.86	-0.40	7.54	9.37	-9.13	-7.30	7.68	9.68	-9.00	-7.20
	CD	0.250		-0.54	-0.04	7.12	8.83	-8.13	-6.35	7.18	9.08	-8.07	-6.30
	CL	2.725		0.88	1.34	0.46	2.00	1.01	2.02	0.25	2.04	0.80	1.92
	CI	5.225		-1.85	-1.38	-9.80	-7.71	6.54	8.55	-9.27	-7.26	7.07	8.90
C	EI	5.450	20	-2.29	-1.83	-10.90	-8.72	6.86	9.04	-10.26	-8.21	7.51	9.56

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36:*Momentos redistribuidos para las diferentes combinaciones de la viga del cuarto nivel*

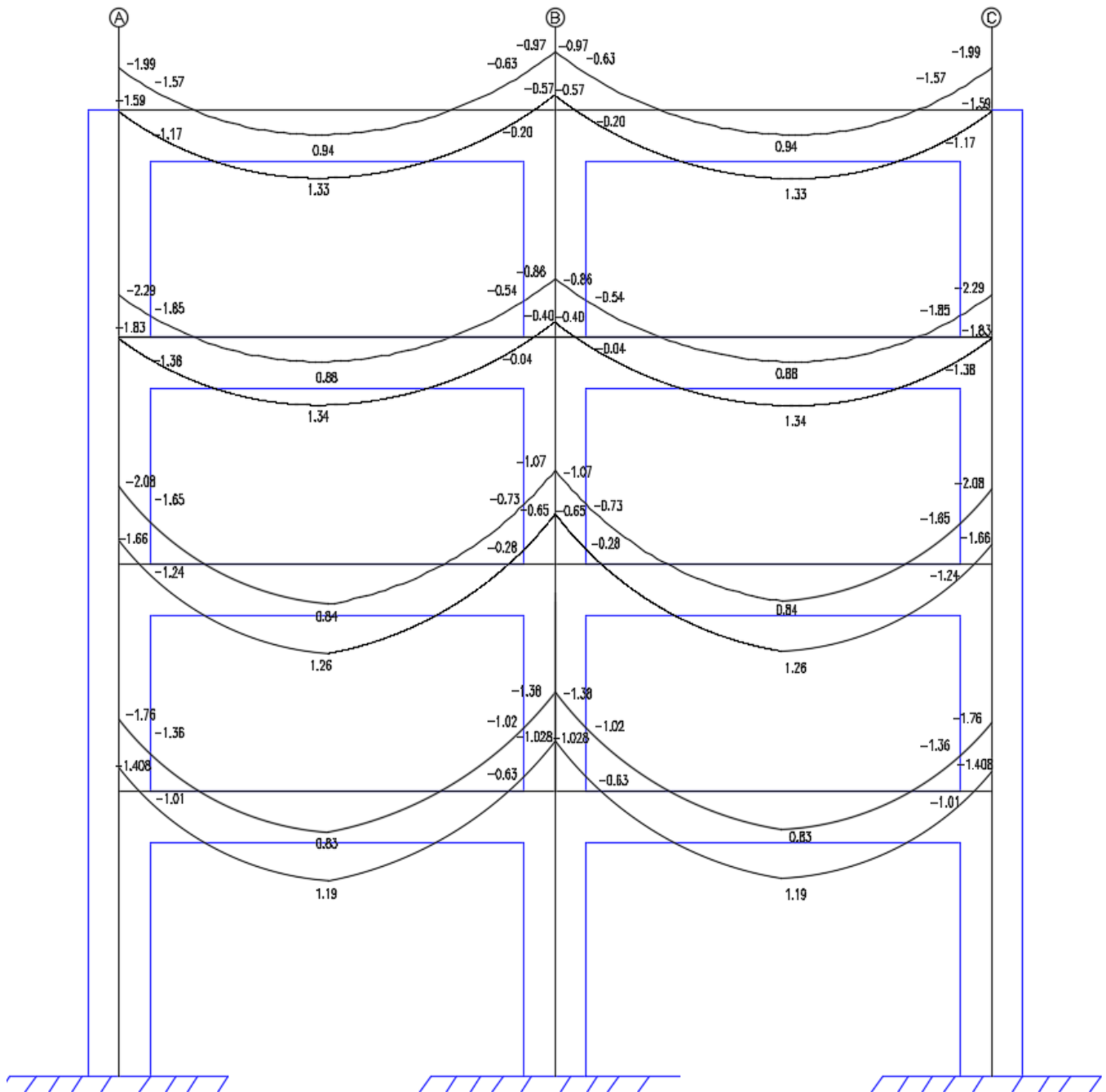
MOMENTOS REDISTRIBUIDOS PARA LAS DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA DE LA VIGA DEL CUARTO NIVEL													
Nudo	Ubic	X(m)	FR%	1.4CM + 1.7CV		1.25 CM + 1.25CV + SISMO		1.25 CM + 1.25CV - SISMO		0.9CM + SISMO		0.9CM - SISMO	
				Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
A	ED	0.000	20	-1.99	-1.59	2.19	3.33	-5.71	-4.57	2.76	3.79	-5.15	-4.12
	CD	0.225		-1.57	-1.17	2.26	3.23	-5.02	-3.99	2.71	3.62	-4.57	-3.61
	CL	2.725		0.94	1.33	0.98	1.050	0.66	1.03	0.74	0.97	0.42	0.94
	CI	5.200		-0.63	-0.2	-3.91	-3.09	2.74	5.53	-3.82	-3.02	2.82	3.62
B	EI	5.450	20	-0.97	-0.57	-4.52	-3.62	2.75	3.65	-4.36	-3.49	2.91	3.78
B	ED	0.000	20	-0.97	-0.57	2.75	3.65	-4.52	-3.62	2.91	3.78	-4.36	-3.49
	CD	0.250		-0.63	-0.2	2.74	3.53	-3.91	-3.1	2.82	3.62	-3.82	-3.02
	CL	2.725		0.94	1.33	0.66	1.03	0.98	1.01	0.42	0.94	0.74	0.97
	CI	5.225		-1.57	-1.17	-5.02	-3.99	2.26	3.23	-4.57	-3.61	2.71	3.62
C	EI	5.450	20	-1.99	-1.59	-5.71	-4.57	2.2	3.34	-5.15	-4.12	2.76	3.79

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestran las siguientes figuras de los momentos redistribuidos por las diferentes combinaciones de carga:

Figura 15

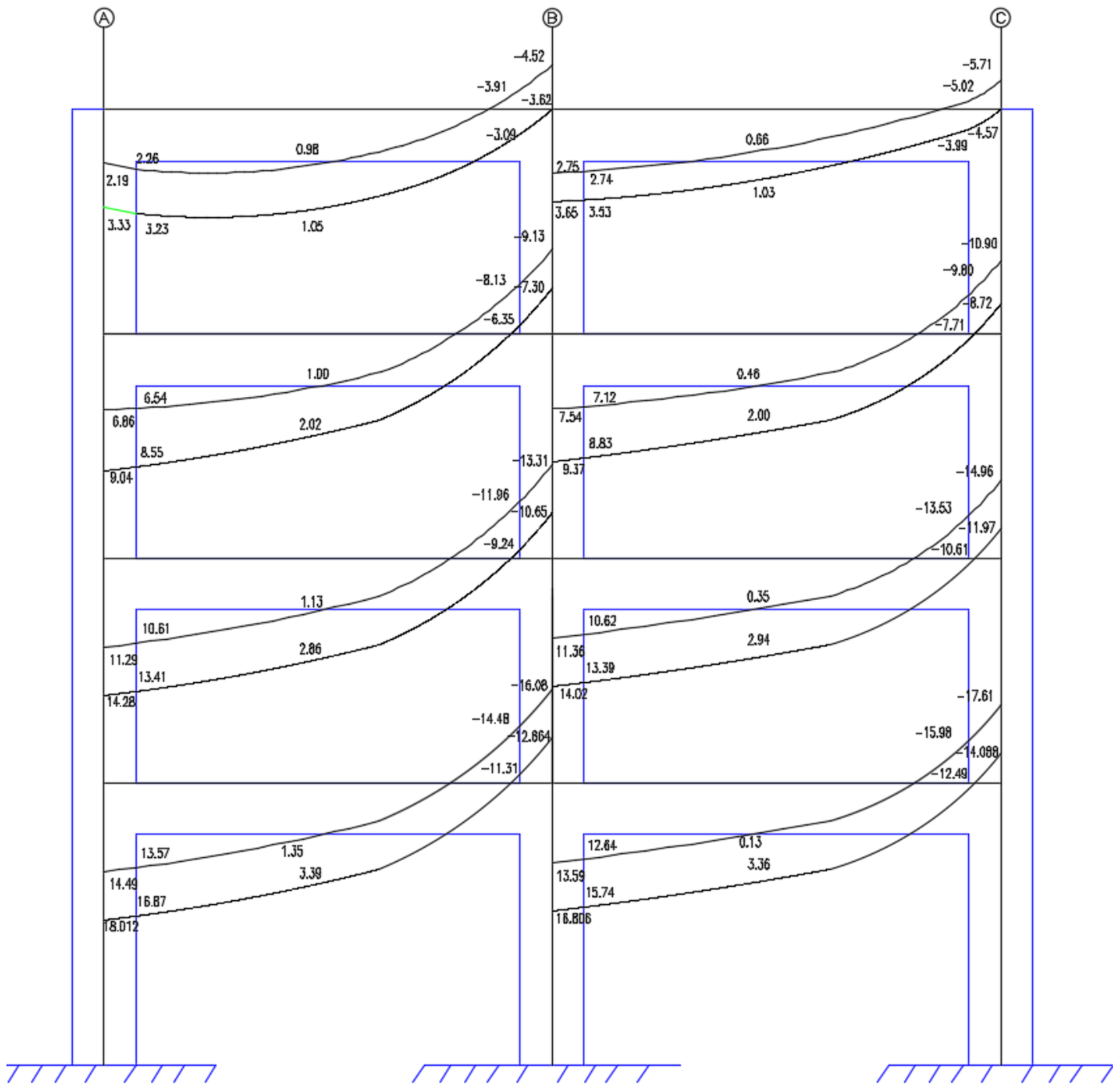
Momentos redistribuidos para la combinación: 1.4CM + 1.7CV



Fuente: Elaboracion propia

Figura 16

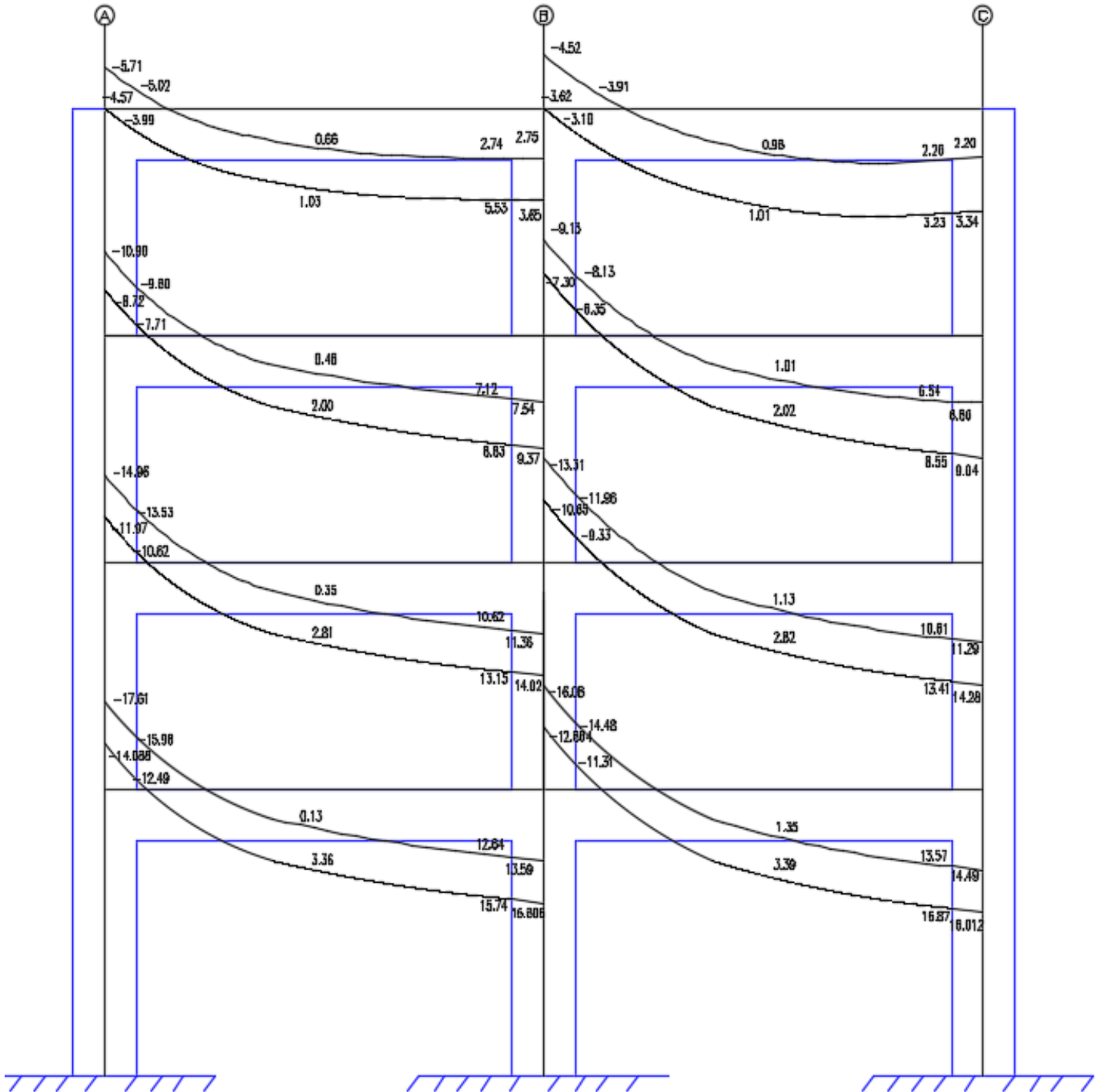
Momentos redistribuidos para la combinación: 1.25CM + 1.25CV +SISMO



Fuente: Elaboracion propia

Figura 17

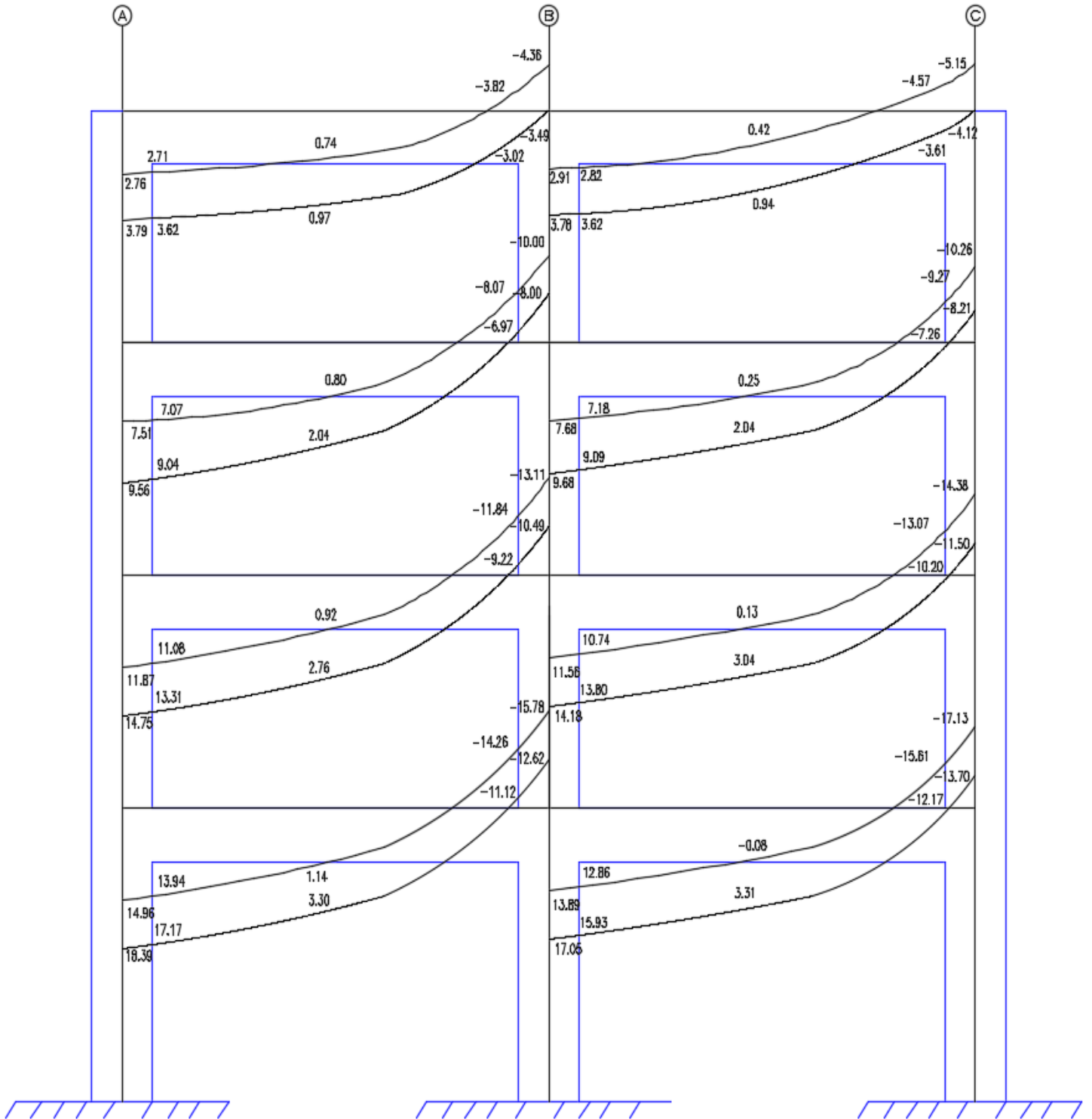
Momentos redistribuidos para la combinación: 1.25CM + 1.25CV -SISMO



Fuente: Elaboracion propia

Figura 18

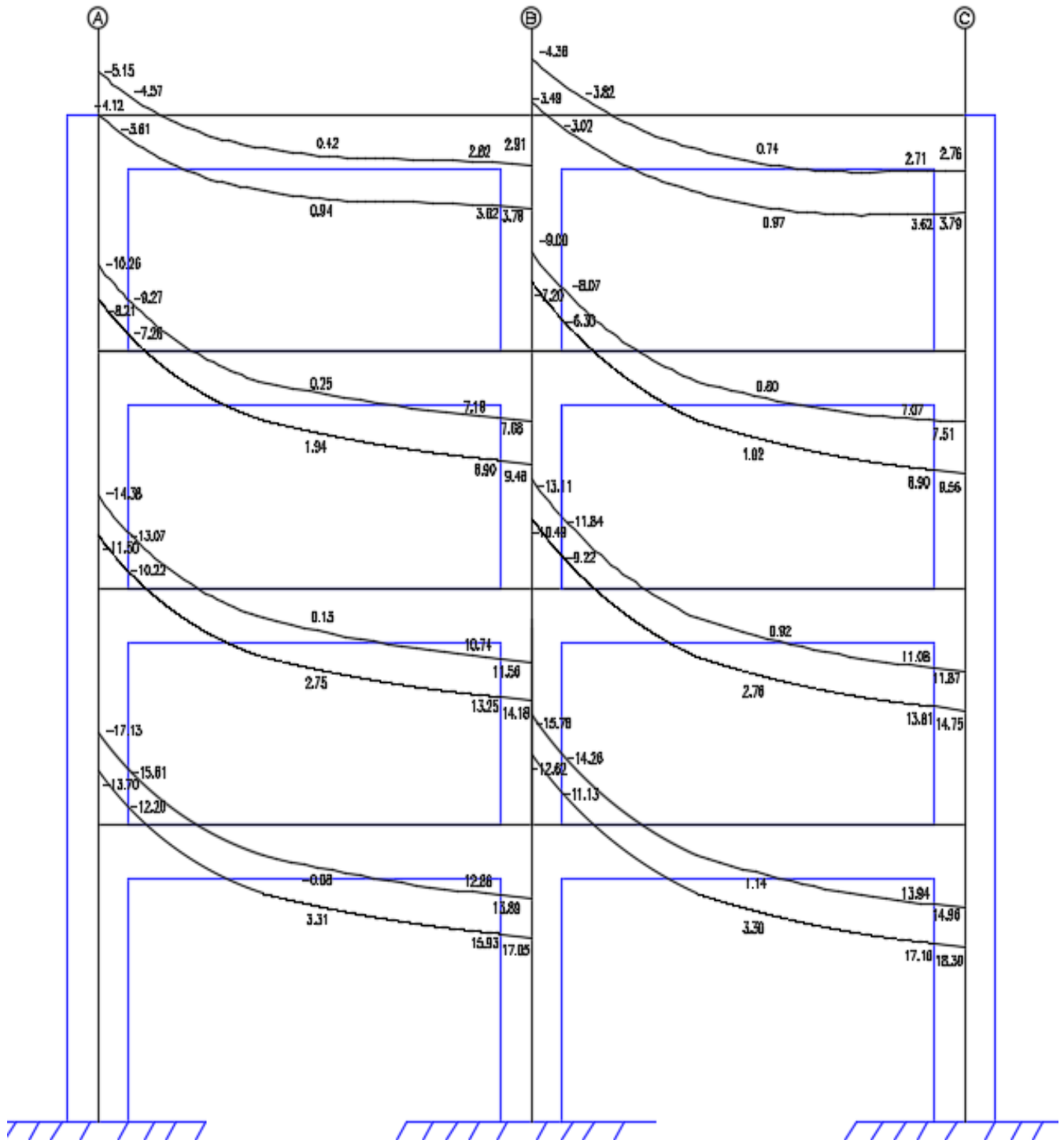
Momentos redistribuidos para la combinación: 0.9CM + SISMO



Fuente: Elaboracion propia

Figura 19

Momentos redistribuidos para la combinación: 0.9CM - SISMO



Fuente: Elaboracion propia

a) Diseño por flexión

Con los momentos redistribuidos se procede al diseño de las vigas utilizando las siguientes ecuaciones:

$$As = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'c * b}$$

Se sabe que:

$$F'c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$b = 35.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte} - \text{recubrimiento} - \phi \text{ estribo} - \phi \text{ varilla} / 2 = 55 - (4 + 0.95 + 1.27/2) = 49.42 \text{ cm}$$

Se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones dadas por la norma E.060:

- $AS_{max} = As_b \quad AS_{max} = 18.38 \text{ cm}^2$

- AS_{min} : $AS_{min1} = 0.80 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} b_w d \quad AS_{min2} = \frac{14}{fy} b_w d$

$$AS_{min1} = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$AS_{min2} = 5.77 \text{ cm}^2$$

Tabla 37

Diseño por capacidad a flexión de la viga del primer nivel

VIGA DEL PRIMER NIVEL																		
TRAMO	APOYO	M	Mu (t-m)	As (cm ²)	a (cm)	Requerimientos de la norma			As (cm ²)	Cuantía de Acero						AS _{real}	Mn _{real}	
						AS _{min 1}	AS _{min 2}	AS _{máx}		3	∅	5/8	+	1	∅			1/2
Tramo I	Izquierdo	M-	12.49	7.02	4.72	5.77	4.77	18.38	7.02	3	∅	5/8	+	1	∅	1/2	7.21	14.23
		M+	17.17	9.85	6.62	5.77	4.77	18.38	9.85	5	∅	5/8	+	0	∅	5/8	9.90	19.16
	Centro	M+	3.39	1.84	1.24	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
	Derecho	M-	11.31	6.33	4.25	5.77	4.77	18.38	6.33	2	∅	5/8	+	2	∅	1/2	6.50	12.89
		M+	15.93	9.09	6.11	5.77	4.77	18.38	9.09	4	∅	5/8	+	1	∅	1/2	9.19	17.88
Tramo II	Izquierdo	M-	11.31	6.33	4.25	5.77	4.77	18.38	6.33	2	∅	5/8	+	2	∅	1/2	6.50	12.89
		M+	15.93	9.09	6.11	5.77	4.77	18.38	9.09	4	∅	5/8	+	1	∅	1/2	9.19	17.88
	Centro	M+	3.39	1.84	1.24	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
	Derecho	M-	12.49	7.02	4.72	5.77	4.77	18.38	7.02	3	∅	5/8	+	1	∅	1/2	7.21	14.23
		M+	17.16	9.85	6.62	5.77	4.77	18.38	9.85	5	∅	5/8	+	0	∅	5/8	9.90	19.16

Fuente: Elaboración propia

Tabla 38

Diseño por capacidad a flexión de la viga del segundo nivel

VIGA DEL SEGUNDO NIVEL																		
TRAMO	APOYO	M	Mu (t-m)	As (cm ²)	a (cm)	Requerimientos de la norma			As (cm ²)	Cuantía de Acero					As _{real}	Mn _{real}		
						As _{min 1}	As _{min 2}	As _{máx}		3	∅	5/8	+	0			∅	1/2
Tramo I	Izquierdo	M-	10.62	5.92	3.98	5.77	4.77	18.38	5.92	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	13.41	7.57	5.09	5.77	4.77	18.38	7.57	2	∅	3/4	+	1	∅	5/8	7.68	15.11
	Derecho	M-	9.24	5.13	3.45	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	13.25	7.47	5.02	5.77	4.77	18.38	7.47	2	∅	3/4	+	1	∅	5/8	7.68	15.11
Tramo II	Izquierdo	M-	9.33	5.18	3.48	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	13.80	7.80	5.25	5.77	4.77	18.38	7.80	4	∅	5/8	+	0	∅	1/2	7.92	15.55
	Derecho	M-	10.61	5.92	3.98	5.77	4.77	18.38	5.92	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	13.81	7.81	5.25	5.77	4.77	18.38	7.81	4	∅	5/8	+	0	∅	1/2	7.92	15.55

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39

Diseño por capacidad a flexión de la viga del tercer nivel

VIGA DEL TERCER NIVEL																		
TRAMO	APOYO	M	Mu (t-m)	As (cm ²)	a (cm)	Requerimientos de la norma			As (cm ²)	Cuantía de Acero						AS _{real}	Mn _{real}	
						AS _{min 1}	AS _{min 2}	AS _{máx}		3	∅	5/8	+	0	∅			1/2
Tramo I	Izquierdo	M-	9.80	5.45	3.66	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	9.04	5.01	3.37	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
	Centro	M+	2.04	1.10	0.74	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
	Derecho	M-	6.97	3.83	2.58	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	8.90	4.93	3.31	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
Tramo II	Izquierdo	M-	6.35	3.48	2.34	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	9.09	5.04	3.39	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
	Centro	M+	2.04	1.10	0.74	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
	Derecho	M-	7.71	4.25	2.86	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	8.90	4.93	3.31	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40

Diseño por capacidad a flexión de la viga del cuarto nivel

VIGA DEL CUARTO NIVEL																		
TRAMO	APOYO	M	Mu (t-m)	As (cm ²)	a (cm)	Requerimientos de la norma			As (cm ²)	Cuantía de Acero						AS _{real}	Mn _{real}	
						AS _{min 1}	AS _{min 2}	AS _{máx}		3	∅	5/8	+	0	∅			1/2
Tramo I	Izquierdo	M-	3.99	2.17	1.46	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	3.62	1.96	1.32	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
	Derecho	M-	3.09	1.67	1.12	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	5.53	3.02	2.03	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
Tramo II	Izquierdo	M-	3.10	1.68	1.13	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	3.62	1.96	1.32	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
	Derecho	M-	3.99	2.17	1.46	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83
		M+	3.62	1.96	1.32	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	11.83

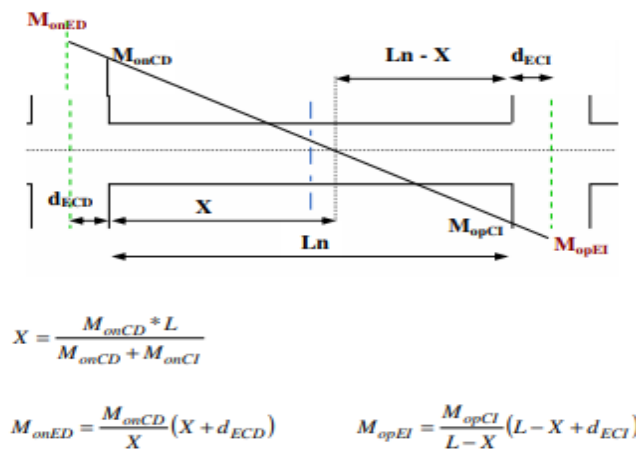
Fuente: Elaboración propia

- **Cálculo de la sobrerresistencia de las rótulas plásticas**

Teniendo en cuenta el siguientes grafico se procede a calcular las sobrerresistencia de las rotulas plásticas.

Figura 20

Diagrama de momentos sobrerresistentes



Fuente: tomada de (Carrasco,2017)

Para la viga del primer nivel

Las sobrerresistencias (Cara de columnas) de los tramos I y II se detallan a continuación:

tramo 1

Mi CD1(-) = -14.23/0.90 = -15.81 ton-m Mo CD1(-) = -15.81*1.40= -22.13 ton-m

Mi CD1(+) = 20.29/0.90 = 22.54 ton-m Mo CD1(+) = 22.54*1.40= 31.56 ton-m

Mu CI1(-) = -12.89/0.90 = -14.32 ton-m MoCI1(-) = -14.32*1.40= -20.05 ton-m

MuCI1(+) = 18.73/0.90 = 20.81 ton-m MoCI1(+) = 20.81*1.40= 29.13 ton-m

Tramo 2

$$MiCD2(-) = -12.89/0.90 = -14.32 \text{ ton-m} \quad MoCD2(-) = -14.32*1.40 = -20.05 \text{ ton-m}$$

$$MiCD2(+) = 18.73/0.90 = 20.81 \text{ ton-m} \quad MoCD2(+) = 20.81*1.40 = 29.13 \text{ ton-m}$$

$$MuCI2(-) = -14.23/0.90 = -15.81 \text{ ton-m} \quad MoCI2(-) = -15.81*1.40 = -22.13 \text{ ton-m}$$

$$MuCI2(+) = 20.29/0.90 = 22.54 \text{ ton-m} \quad MoCI2(+) = 22.54*1.40 = 31.56 \text{ ton-m}$$

Las sobrerresistencias (Eje de columnas) de los tramos I y II se detallan a continuación:

Tramo 1

Teniendo en cuenta el sismo en sentido negativo:

$$X1(-) = 22.13*5.45 / (22.13+29.13) = 2.35$$

$$MoED1(-) = -22.13/2.35*(2.35+0.225) = -24.25 \text{ ton-m}$$

$$MoEI1(+) = 29.13 / (5.45-2.35) * (5.45-2.35+0.25) = 31.48 \text{ ton-m}$$

Teniendo en cuenta el sismo en sentido positivo:

$$X1(+) = 31.56*5.45 / (31.56+20.05) = 3.33$$

$$MoED1(+) = 31.56/3.33*(3.33+0.225) = 33.69 \text{ ton-m}$$

$$MoEI1(-) = -20.05 / (5.45-3.33) * (5.45-3.33+0.25) = -22.41 \text{ ton-m}$$

Tramo 2

Teniendo en cuenta el sismo en sentido negativo:

$$X2(-) = 20.05*5.45 / (20.05+31.56) = 2.12$$

$$MoED2(-) = -20.05/2.12*(2.12+0.225) = -22.18 \text{ ton-m}$$

$$MoEI2(+) = 31.56 / (5.45-2.12) * (5.45-2.12+0.25) = 33.93 \text{ ton-m}$$

Teniendo en cuenta el sismo en sentido positivo:

$$X2(+) = 29.13*5.45 / (29.13+22.13) = 3.09$$

$$M_{oED2(+)} = 29.13/3.09*(3.09+0.225) = 31.25 \text{ ton-m}$$

$$M_{oEI2(-)} = -22.13/ (5.45-3.09) *(5.45-3.09+0.25) = -24.47 \text{ ton-m}$$

- **Factor de sobrerresistencia**

La sobrerresistencia de las viga se mide a través del factor de sobrerresistencia por flexión, el cual se calcula con la siguiente expresión $\varphi_o = M_o /ME$, y se halla para cada dirección del sismo, de acuerdo a la formula mencionada los factores de sobrerresistencia de la viga se obtiene con los momentos sobrerresistentes en el eje previamente calculados y los momentos de sismo mencionados anteriormente.

Sismo +

$$\varphi_{o 1} = 33.69/16.05 = 2.10$$

$$\varphi_{o 2} = (22.41 + 31.25) / (14.83+ 14.83) = 1.81$$

$$\varphi_{o 3} = 24.47/16.05 = 1.52$$

Sismo -

$$\varphi_{o 1} = 24.25/16.05 = 1.51$$

$$\varphi_{o 2} = (31.48 + 22.18) / (14.83+ 14.83) = 1.81$$

$$\varphi_{o 3} = 33.93/16.05 = 2.11$$

Estos valores se deben comparar con el factor que se obtiene en el caso que el momento de sismo y momento resistente sean iguales, es decir comparar con el valor de $\varphi_o = \lambda_0 / \varphi = 1.40/0.90 = 1.56$. Esta verificación se hace con la finalidad de saber si hay exceso o deficiencia de resistencia; esto indica que, si $\varphi_o > 1.56$ se ha suministrado en el nudo una resistencia mayor que la requerida por el sismo; y si $\varphi_o < 1.56$, indica que la resistencia

suministrada en el nudo es menor a la requerida por el sismo, cuando se presenta este caso se recomienda aumentar el acero de la viga en ese nodo.

- **Factor de sobrerresistencia del sistema**

También se puede calcular el factor de sobrerresistencia de la viga como un todo

Sismo +

$$\psi_o = (33.69 + 22.41 + 31.25 + 24.47) / (16.05 + 14.83 + 14.83 + 16.05) = 1.81$$

Sismo -

$$\psi_o = (24.25 + 31.48 + 22.18 + 33.93) / (16.05 + 14.83 + 14.83 + 16.05) = 1.81$$

Tabla 41

Factor de sobrerresistencia de la viga del primer nivel

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje (t-m)	Msismo (t-m)	$\phi_o +$	$\phi_o -$	$\psi_o +$	$\psi_o -$
1	ED	M-	-24.25	-16.05		1.51		
		M+	33.69	16.05	2.1			
2	EI	M-	-22.41	-14.83	1.81			
		M+	31.48	14.83			1.81	1.81
2	ED	M-	-22.18	-14.83		1.81		
		M+	31.25	14.83				
3	EI	M-	-24.47	-16.05	1.52			
		M+	33.93	16.05		2.11		

Fuente: Elaboración propia

Para la viga del segundo nivel

Las sobrerresistencias (Cara de columnas) de los tramos I y II se detallan a continuación:

Tramo 1

$$M_i \text{ CD1(-)} = -11.83/0.90 = -13.14 \text{ ton-m} \quad M_o \text{ CD1(-)} = -13.14 * 1.40 = -18.40 \text{ ton-m}$$

$$M_i \text{ CD1(+)} = 15.11/0.90 = 16.79 \text{ ton-m} \quad M_o \text{ CD1(+)} = 16.79 * 1.40 = 23.51 \text{ ton-m}$$

$$M_u \text{ CI1(-)} = -11.83/0.90 = -13.14 \text{ ton-m} \quad M_o \text{ CI1(-)} = -13.14 * 1.40 = -18.40 \text{ ton-m}$$

$$M_{u\text{CI1}(+)} = 15.11/0.90 = 16.79 \text{ ton-m}$$

$$M_{o\text{CI1}(+)} = 16.79*1.40 = 23.51 \text{ ton-m}$$

Tramo 2

$$M_{i\text{CD2}(-)} = -11.83/0.90 = -13.14 \text{ ton-m}$$

$$M_{o\text{CD2}(-)} = -13.14*1.40 = -18.40 \text{ ton-m}$$

$$M_{i\text{CD2}(+)} = 15.55/0.90 = 17.28 \text{ ton-m}$$

$$M_{o\text{CD2}(+)} = 17.28*1.40 = 24.19 \text{ ton-m}$$

$$M_{u\text{CI2}(-)} = -11.83/0.90 = -13.14 \text{ ton-m}$$

$$M_{o\text{CI2}(-)} = -13.14*1.40 = -18.40 \text{ ton-m}$$

$$M_{u\text{CI2}(+)} = 15.55/0.90 = 17.28 \text{ ton-m}$$

$$M_{o\text{CI2}(+)} = 17.28*1.40 = 24.19 \text{ ton-m}$$

Las sobrerresistencias (Eje de columnas) de los tramos I y II se detallan a continuación:

Tramo 1

Teniendo en cuenta el sismo en sentido negativo:

$$X_{1(-)} = 18.40*5.45 / (18.40 + 23.51) = 2.39$$

$$M_{o\text{ED1}(-)} = -18.40/2.39*(2.39 + 0.225) = -20.13 \text{ ton-m}$$

$$M_{o\text{EI1}(+)} = 23.51 / (5.45 - 2.39) * (5.45 - 2.39 + 0.25) = 25.43 \text{ ton-m}$$

Teniendo en cuenta el sismo en sentido positivo:

$$X_{1(+)} = 23.51*5.45 / (23.51+18.40) = 3.08$$

$$M_{o\text{ED1}(+)} = 23.51/3.08*(3.08+0.225) = 25.23 \text{ ton-m}$$

$$M_{o\text{EI1}(-)} = -18.40 / (5.45-3.08) *(5.45-3.08 + 0.25) = -20.34 \text{ ton-m}$$

Tramo 2

Teniendo en cuenta el sismo en sentido negativo:

$$X_{2(-)} = 18.40*5.45 / (18.40+24.19) = 2.35$$

$$M_{o\text{ED2}(-)} = -18.40/2.35*(2.35+0.225) = -20.16 \text{ ton-m}$$

$$M_{o\text{EI2}(+)} = 24.19 / (5.45-2.35) * (5.45-2.35+0.25) = 26.14 \text{ ton-m}$$

Teniendo en cuenta el sismo en sentido positivo:

$$X_{2(+)} = 24.19 * 5.45 / (24.19 + 18.40) = 3.10$$

$$M_{oED2(+)} = 24.19 / 3.10 * (3.10 + 0.225) = 25.95 \text{ ton-m}$$

$$M_{oEI2(-)} = -18.40 / (5.45 - 3.10) * (5.45 - 3.10 + 0.25) = -20.36 \text{ ton-m}$$

- **Cálculo del factor de sobrerresistencia**

Sismo +

$$\varphi_{o1} = 25.23 / 13.13 = 1.92$$

$$\varphi_{o2} = (20.34 + 25.95) / (12.34 + 12.34) = 1.88$$

$$\varphi_{o3} = 20.36 / 13.13 = 1.55$$

Sismo -

$$\varphi_{o1} = 20.13 / 13.13 = 1.53$$

$$\varphi_{o2} = (25.43 + 20.16) / (12.34 + 12.34) = 1.85$$

$$\varphi_{o3} = 26.14 / 13.13 = 1.99$$

- **Cálculo del factor de sobrerresistencia del sistema**

También se puede calcular el factor de sobrerresistencia de la viga como un todo

Sismo +

$$\psi_o = (25.23 + 20.34 + 25.95 + 20.36) / (13.13 + 12.34 + 12.34 + 13.13) = 1.80$$

Sismo -

$$\psi_o = (20.13 + 25.43 + 20.16 + 26.14) / (13.13 + 12.34 + 12.34 + 13.13) = 1.80$$

Tabla 42*Factor de sobrerresistencia de la viga del segundo nivel*

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje (t-m)	M sismo (t-m)	$\phi_o +$	$\phi_o -$	$\psi_o +$	$\psi_o -$
1	ED	M-	-20.13	-13.13		1.53		
		M+	25.23	13.13	1.92			
2	EI	M-	-20.34	-12.34	1.88			
		M+	25.43	12.34			1.80	1.80
2	ED	M-	-20.16	-12.34		1.85		
		M+	25.95	12.34				
3	EI	M-	-20.36	-13.13	1.55			
		M+	26.14	13.13		1.99		

*Fuente: Elaboración propia***Para la viga del tercer nivel**

Las sobrerresistencias (Cara de columnas) de los tramos I y II se detallan a continuación:

Tramo 1

$$M_i CD1(-) = -11.83/0.90 = -13.14 \text{ ton-m}$$

$$M_o CD1(-) = -13.14 * 1.40 = -18.40 \text{ ton-m}$$

$$M_i CD1(+) = 11.83/0.90 = 13.14 \text{ ton-m}$$

$$M_o CD1(+) = 13.14 * 1.40 = 18.40 \text{ ton-m}$$

$$M_u CI1(-) = -11.83/0.90 = -13.14 \text{ ton-m}$$

$$M_o CI1(-) = -13.14 * 1.40 = -18.40 \text{ ton-m}$$

$$M_u CI1(+) = 11.83/0.90 = 13.14 \text{ ton-m}$$

$$M_o CI1(+) = 13.14 * 1.40 = 18.40 \text{ ton-m}$$

Tramo 2

$$M_i CD2(-) = -11.83/0.9 = -13.14 \text{ ton-m}$$

$$M_o CD2(-) = -13.14 * 1.40 = -18.40 \text{ ton-m}$$

$$M_i CD2(+) = 11.83/0.9 = 13.14 \text{ ton-m}$$

$$M_o CD2(+) = 13.14 * 1.40 = 18.40 \text{ ton-m}$$

$$M_u CI2(-) = -11.83/0.9 = -13.14 \text{ ton-m}$$

$$M_o CI2(-) = -13.14 * 1.40 = -18.40 \text{ ton-m}$$

$$M_u CI2(+) = 11.83/0.9 = 13.14 \text{ ton-m}$$

$$M_o CI2(+) = 13.14 * 1.40 = 18.40 \text{ ton-m}$$

Las sobrerresistencias (Eje de columnas) de los tramos I y II se detallan a continuación:

Tramo 1

Teniendo en cuenta el sismo en sentido negativo:

$$X1(-) = 18.40 * 5.45 / (18.40 + 18.40) = 2.73$$

$$MoED1(-) = -18.40 / 2.73 * (2.73 + 0.225) = -19.92 \text{ ton-m}$$

$$MoEI1(+) = 18.40 / (5.45 - 2.73) * (5.45 - 2.73 + 0.25) = 20.09 \text{ ton-m}$$

Teniendo en cuenta el sismo en sentido positivo:

$$X1(+) = 18.40 * 5.45 / (18.40 + 18.40) = 2.73$$

$$MoED1(+) = 18.40 / 2.73 * (2.73 + 0.225) = 19.92 \text{ ton-m}$$

$$MoEI1(-) = -18.40 / (5.45 - 2.73) * (5.45 - 2.73 + 0.25) = -20.09 \text{ ton-m}$$

Tramo 2

Teniendo en cuenta el sismo en sentido negativo:

$$X2(-) = 18.40 * 5.45 / (18.40 + 18.40) = 2.73$$

$$MoED2(-) = -18.40 / 2.73 * (2.73 + 0.225) = -19.92 \text{ ton-m}$$

$$MoEI2(+) = 18.40 / (5.45 - 2.73) * (5.45 - 2.73 + 0.25) = 20.09 \text{ ton-m}$$

Teniendo en cuenta el sismo en sentido positivo:

$$X2(+) = 18.40 * 5.45 / (18.40 + 18.40) = 2.73$$

$$MoED2(+) = 18.40 / 2.73 * (2.73 + 0.225) = 19.92 \text{ ton-m}$$

$$MoEI2(-) = -18.40 / (5.45 - 2.73) * (5.45 - 2.73 + 0.25) = -20.09 \text{ ton-m}$$

• Cálculo del factor de sobrerresistencia

Sismo +

$$\varphi_{o1} = 19.92 / 8.88 = 2.24$$

$$\varphi_{o2} = (20.09 + 19.92) / (8.34 + 8.34) = 2.40$$

$$\varphi_{o\ 3} = 20.09/8.88 = 2.26$$

Sismo -

$$\varphi_{o\ 1} = 19.92/8.88 = 2.24$$

$$\varphi_{o\ 2} = (20.09 + 19.92) / (8.34 + 8.34) = 2.40$$

$$\varphi_{o\ 3} = 20.09/8.88 = 2.26$$

• **Cálculo del factor de sobrerresistencia del sistema**

También se puede calcular el factor de sobrerresistencia de la viga como un todo

Sismo +

$$\psi_o = (19.92 + 20.09 + 19.92 + 20.09) / (8.88 + 8.34 + 8.34 + 8.88) = 2.32$$

Sismo -

$$\psi_o = (19.92 + 20.09 + 19.92 + 20.09) / (8.88 + 8.34 + 8.34 + 8.88) = 2.32$$

Tabla 43

Factor de sobrerresistencia de la viga del tercer nivel

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje (t-m)	M sismo (t-m)	$\varphi_o +$	$\varphi_o -$	$\psi_o +$	$\psi_o -$
1	ED	M-	-19.92	-8.88		2.24		
		M+	19.92	8.88	2.24			
2	EI	M-	-20.09	-8.34	2.40			
		M+	20.09	8.34			2.32	2.32
2	ED	M-	-19.92	-8.34		2.40		
		M+	19.92	8.34				
3	EI	M-	-20.09	-8.88	2.26			
		M+	20.09	8.88		2.26		

Fuente: Elaboración propia

Para la viga del cuarto nivel

Las sobrerresistencias (Cara de columnas) de los tramos I y II se detallan a continuación:

Tramo 1

$$Mi\ CD1(-) = -11.83/0.90 = -13.14\ \text{ton-m} \qquad Mo\ CD1(-) = -13.14*1.40 = -18.40\ \text{ton-m}$$

$$Mi\ CD1(+) = 11.83/0.90 = 13.14\ \text{ton-m} \qquad Mo\ CD1(+) = 13.14*1.40 = 18.40\ \text{ton-m}$$

$$Mu\ CI1(-) = -11.83/0.90 = -13.14\ \text{ton-m} \qquad MoCI1(-) = -13.14*1.40 = -18.40\ \text{ton-m}$$

$$MuCI1(+) = 11.83/0.90 = 13.14\ \text{ton-m} \qquad MoCI1(+) = 13.14*1.40 = 18.40\ \text{ton-m}$$

Tramo 2

$$Mi\ CD2(-) = -11.83/0.90 = -13.14\ \text{ton-m} \qquad MoCD2(-) = -13.14*1.40 = -18.40\ \text{ton-m}$$

$$Mi\ CD2(+) = 11.83/0.90 = 13.14\ \text{ton-m} \qquad Mo\ CD2(+) = 13.14*1.40 = 18.40\ \text{ton-m}$$

$$Mu\ CI2(-) = -11.83/0.90 = -13.14\ \text{ton-m} \qquad Mo\ CI2(-) = -13.14*1.40 = -18.40\ \text{ton-m}$$

$$Mu\ CI2(+) = 11.83/0.90 = 13.14\ \text{ton-m} \qquad Mo\ CI2(+) = 13.14*1.40 = 18.40\ \text{ton-m}$$

Las sobrerresistencias (Eje de columnas) de los tramos I y II se detallan a continuación:

Tramo 1

Teniendo en cuenta el sismo en sentido negativo:

$$X\ 1(-) = 18.40*5.45 / (18.40 + 18.40) = 2.73$$

$$MoED1(-) = -18.40/2.73*(2.73 + 0.225) = -19.92\ \text{ton-m}$$

$$MoEI1(+) = 18.40 / (5.45 - 2.73) * (5.45 - 2.73 + 0.25) = 20.09\ \text{ton-m}$$

Teniendo en cuenta el sismo en sentido positivo:

$$X\ 1(+) = 18.40*5.45 / (18.40+18.40) = 2.73$$

$$MoED1(+) = 18.40/2.73*(2.73+0.225) = 19.92\ \text{ton-m}$$

$$MoEI1(-) = -18.40 / (5.45 - 2.73) * (5.45 - 2.73 + 0.25) = -20.09 \text{ ton-m}$$

Tramo 2

Teniendo en cuenta el sismo en sentido negativo:

$$X2(-) = 18.40 * 5.45 / (18.40 + 18.40) = 2.73$$

$$MoED2(-) = -18.40 / 2.73 * (2.73 + 0.225) = -19.92 \text{ ton-m}$$

$$MoEI2(+) = 18.40 / (5.45 - 2.73) * (5.45 - 2.73 + 0.25) = 20.09 \text{ ton-m}$$

Teniendo en cuenta el sismo en sentido positivo:

$$X2(+) = 18.40 * 5.45 / (18.40 + 18.40) = 2.73$$

$$MoED2(+) = 18.40 / 2.73 * (2.73 + 0.225) = 19.92 \text{ ton-m}$$

$$MoEI2(-) = -18.40 / (5.45 - 2.73) * (5.45 - 2.73 + 0.25) = -20.09 \text{ ton-m}$$

- **Cálculo del factor de sobrerresistencia**

Sismo +

$$\varphi_{o1} = 19.92 / 3.95 = 5.04$$

$$\varphi_{o2} = (20.09 + 19.92) / (3.64 + 3.64) = 5.50$$

$$\varphi_{o3} = 20.09 / 3.95 = 5.08$$

Sismo -

$$\varphi_{o1} = 19.92 / 3.95 = 5.04$$

$$\varphi_{o2} = (20.09 + 19.92) / (3.64 + 3.64) = 5.50$$

$$\varphi_{o3} = 20.09 / 3.95 = 5.08$$

- **Cálculo del factor de sobrerresistencia del sistema**

También se puede calcular el factor de sobrerresistencia de la viga como un todo

Sismo +

$$\psi_o = (19.92 + 20.09 + 19.92 + 20.09) / (3.95 + 3.64 + 3.64 + 3.95) = 5.27$$

Sismo -

$$\psi_o = (19.92 + 20.09 + 19.92 + 20.09) / (3.95 + 3.64 + 3.64 + 3.95) = 5.27$$

Tabla 44

Factor de sobrerresistencia de la viga del cuarto nivel

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje (t-m)	M sismo (t-m)	$\phi_o +$	$\phi_o -$	$\psi_o +$	$\psi_o -$
1	ED	M-	-19.92	-3.95		5.04		
		M+	19.92	3.95	5.04			
2	EI	M-	-20.09	-3.64	5.50			
		M+	20.09	3.64			5.27	5.27
2	ED	M-	-19.92	-3.64		5.50		
		M+	19.92	3.64				
3	EI	M-	-20.09	-3.95	5.08			
		M+	20.09	3.95		5.08		

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño por corte

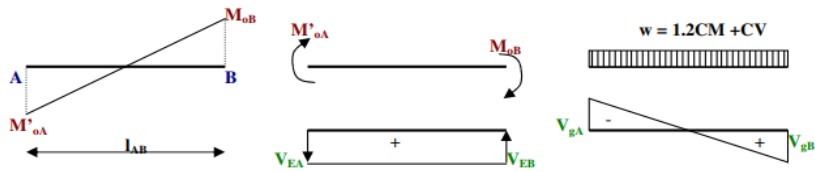
El refuerzo por corte se diseña con las fuerzas cortantes desarrolladas con la sobrerresistencia de la viga en ambas rótulas plásticas. Se obtiene como superposición de una viga simplemente apoyada sometida a los momentos de sobrerresistencia M_o y a la acción de carga gravitatoria.

Por ejemplo, para calcular la cortante de diseño en el punto B se utiliza siguiente expresión:

$$V_B = V_{gB} + \frac{M_{oB} + M'_{oA}}{l_{AB}} = V_{gB} + V_{E0}$$

Figura 21

Esquema del cálculo de las fuerzas de corte de la viga



Fuente: tomada de (Carrasco,2017)

La cortante de diseño en el punto A se obtiene cuando el sismo ocurre en la otra dirección. La cortante debido a las cargas de gravedad se obtiene de la combinación que considera el sismo. Las cortantes de diseño son calculadas en la cara de las columnas:

Tramo I

$V_g CD1 = 12.64 \text{ ton}$

$VECD1 = (22.13 + 29.13) / 5.45 = 9.41 \text{ ton}$

$VCD1 = 22.05 \text{ ton}$

$V_g CI1 = 12.64 \text{ ton}$

$VECI1 = (31.56 + 20.05) / 5.45 = 9.47 \text{ ton}$

$VCI1 = 22.11 \text{ ton}$

Tramo II

$V_g CD2 = 12.64 \text{ ton}$

$VECD2 = (20.05 + 31.56) / 5.45 = 9.47 \text{ ton}$

$VCD2 = 22.11 \text{ ton}$

$V_g CI2 = 12.64 \text{ ton}$

$VECI2 = (29.13 + 22.13) / 5.45 = 9.41 \text{ ton}$

$$V_{CI2} = 22.05 \text{ ton}$$

Se sabe que $V_u = \phi V_i$, pero teniendo en cuenta la filosofía del diseño por capacidad, el factor de reducción de resistencia es $\phi = 1$, debido a que V_u es derivada del desarrollo de la sobrerresistencia de los elementos. Por tanto, $V_u = V_i$.

Se conoce que $V_i = V_c + V_s$, pero en las zonas de rótulas plásticas no se considera la contribución del concreto, $V_c = 0$; por lo tanto, $V_i = V_s$.

Se debe comprobar que V_i o V_s no sea mayor a:

$$V_s = 2.11\sqrt{f'c} * bw * d \dots\dots\dots\text{kg}$$

$$\text{Calculando, } V_s = 2.11\sqrt{210} * 35 * 49.41 = 52.88 \text{ t}$$

De esta manera se verifica que los cortantes de diseños calculados anteriormente V_u , son menores que $V_{s\text{limite}}$; por lo tanto, se procede con el diseño.

En zona de las rotulas plásticas el espaciamiento del refuerzo por corte serán calculados mediante la siguiente ecuación:

$$S = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{V_i}$$

Sabemos que:

$$f_{yt} = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 49.410 \text{ cm}$$

$$A_{te} = 2.850 \text{ cm}^2$$

Tramo I

$$S_{CD1} = 26.82 \text{ cm}$$

$$S_{CI1} = 26.75 \text{ cm}$$

Tramo II

$$S_{CD2} = 26.75 \text{ cm}$$

$$S_{CI2} = 26.82 \text{ cm}$$

- **Requerimientos mínimos de la norma**

Los espaciamientos obtenidos previamente se deben de compararse con los mínimos establecidos por la norma y escoger el menor. Según esto, el espaciamiento de los estribos no debe de exceder a:

- **d/4** $S_{d/4} = 49.41/4 = 12$
- **8d_b** $S_{8db} = 8 * \phi 5/8'' = 13$
- **24d_{be}** $S_{24dbc} = 24 * \phi 3/8'' = 23$

Al comparar con los espaciamientos calculados anteriormente se concluye que el espaciamiento en la zona de rotulas plásticas es de 13.00cm en los dos de la viga, los refuerzos transversales se deben distribuirse con este espaciamiento en una longitud igual a 2h, es decir a 1.10 m de longitud en cada extremo de la viga.

- **Espaciamiento en zona fuera de las rotulas plásticas**

En estas zonas de la viga, lo recomendable es que los estribos no deben estar espaciados más de d/2; quiere decir que el espaciamiento no será mayor a $49.41/2 = 25.00$ cm. Por lo tanto, la distribución del acero de corte en la viga del primer nivel es el siguiente:

2 Estribos 3/8", 1@0.05, 8@.13 c/extremo, resto @.25

Tabla 45*Diseño por Capacidad a corte de la viga del segundo nivel*

Viga	Tramo	Apoyo	Est.	Min db(cm)	Av (cm ²)	Vmom(t)	Vg(t)	Vtot (t)	S(cm)	S (8db)	S (24db)	S (d/4)	S real (cm)	L rotula (m)	# Estr	Detalle de acero	Vs Limite
Nivel 2	Tramo I	Izq.	3/8	1.59	2.85	7.69	12.15	19.84	29.81	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!
		Der.	3/8	1.59	2.85	7.69	12.15	19.84	29.81	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!
	Tramo II	Izq.	3/8	1.59	2.85	7.82	12.15	19.96	29.62	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!
		Der.	3/8	1.59	2.85	7.82	12.15	19.96	29.62	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!

Fuente: Elaboración propia

Tabla 46*Diseño por Capacidad a corte de la viga del tercer nivel*

Viga	Tramo	Apoyo	Est.	Min db(cm)	Av (cm ²)	Vmom(t)	Vg(t)	Vtot (t)	S(cm)	S (8db)	S (24db)	S (d/4)	S real (cm)	L rotula (m)	# Estr	Detalle de acero	Vs Limite
Nivel 3	Tramo I	Izq.	3/8	1.59	2.85	6.75	11.95	18.7	31.62	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!
		Der.	3/8	1.59	2.85	6.75	11.95	18.7	31.62	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!
	Tramo II	Izq.	3/8	1.59	2.85	6.75	11.95	18.7	31.62	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!
		Der.	3/8	1.59	2.85	6.75	11.95	18.7	31.62	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!

Fuente: Elaboración propia

Tabla 47

Diseño por Capacidad a corte de la viga del cuarto nivel

Viga	Tramo	Apoyo	Est.	Min db(cm)	Av (cm2)	Vmom(t)	Vg(t)	Vtot (t)	S(cm)	S (8db)	S (24db)	S (d/4)	S real (cm)	L rotula (m)	# Estr	Detalle de acero	Vs Limite
Nivel 4	Tramo I	Izq.	3/8	1.59	2.85	6.75	11.26	18.01	32.84	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!
		Der.	3/8	1.59	2.85	6.75	11.26	18.01	32.84	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!
	Tramo II	Izq.	3/8	1.59	2.85	6.75	11.26	18.01	32.84	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!
		Der.	3/8	1.59	2.85	6.75	11.26	18.01	32.84	13	23	12	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13 52.88 Vtot < Vs, OK!

Fuente: Elaboración propia

4.1.6. Diseño por resistencia

Esta sección se basa en el diseño por resistencia de las vigas que fueron diseñadas por la metodología por capacidad, el diseño por resistencia es la metodología que se aplica en nuestro país tal como lo indica la norma.

En el diseño por resistencia de los diferentes elementos estructurales se debe de cumplir la siguiente condición:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

$$\phi(\text{resistencia nominal}) \geq U$$

4.1.6.1. Combinaciones de carga

Para el diseño por capacidad las combinaciones de carga consideradas fueron las que recomienda la norma E.060. de concreto armado.

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25CM + 1.25CV \pm S$$

$$0.9CM \pm S$$

A partir de las combinaciones mostradas se obtienen los momentos de diseño, mediante el análisis dinámico lineal, también se debe considerar los momentos flectores obtenidos solo por cargas de sismo.

4.1.6.2. Factores de reducción de resistencia

La resistencia de diseño se tomará como la resistencia nominal multiplicada por los factores de reducción de resistencia, ϕ , mostrados a continuación:

- Flexión0.90
- Torsión y cortante0.90
- Otros elementos reforzados0.90

4.1.6.3. Diseño de vigas

c) Diseño por flexión

Con los momentos redistribuidos se procede al diseño de las vigas utilizando las siguientes ecuaciones:

$$As = \frac{M_u}{\phi_f y (d - a/2)} \quad a = \frac{As * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Se sabe que:

$$F'_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$b = 35.00 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte} - \text{recubrimiento} - \phi \text{ estribo} - \phi \text{ varilla} / 2 = 55 - (4 + 0.95 + 1.27/2) = 49.42 \text{ cm}$$

Se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones dadas por la norma E.060:

$$- \quad AS_{\max} = As_b \quad AS_{\max} = 18.38 \text{ cm}^2$$

$$- \quad AS_{\min}: \quad AS_{\min 1} = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad AS_{\min 2} = \frac{14}{f_y} b_w d$$

$$AS_{\min 1} = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\min 2} = 5.77 \text{ cm}^2$$

d) Diseño por corte

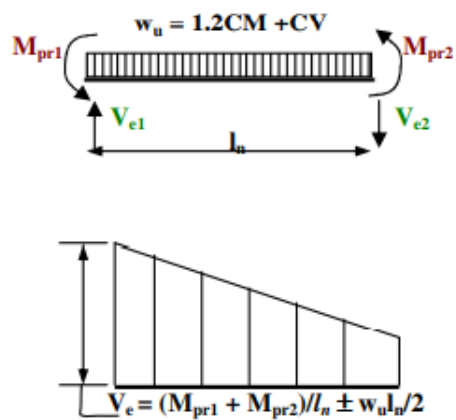
La fuerza cortante de diseño V_e se determina a partir de las fuerzas elásticas, se supone que los momentos con signos opuestos correspondiente a la resistencia probable, M_{pr} , actúan en la parte de la viga comprendida entre las caras del nodo y que el momento está cargado de cargas gravitacionales mayoradas a lo largo de la viga.

La resistencia probable M_{pr} se debe a que la resistencia real del acero longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y debido a que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo en un nodo sometido a rotaciones considerables. De esta manera los momentos en los extremos M_{pr} están basados en una resistencia de tracción en el acero de $1.25f_y$, siendo f_y es la resistencia a la fluencia especificada.

Las condiciones descritas anteriormente se ilustran a continuación:

Figura 22

Diagrama de momentos y fuerza cortante



Fuente: Elaboracion propia

Al diseñar por resistencia, la fuerza cortante por diseño es $V_u = \phi (V_c + V_s)$; no obstante, el ACI en el capítulo 21 nos especifica que en las zonas de rótulas plásticas no se debe considerar la contribución del concreto, $V_c = 0$; por tanto, $V_u = \phi V_s$.

También se debe verificar que V_s no sea mayor a: $V_s = 2.11\sqrt{f'_c} * b_w * d$ kg/cm²

Para calcular el espaciamiento del acero transversal en la zona de rótulas plásticas debido a las cortantes de diseño se calcula utilizando la siguiente formula:

$$S = \frac{\phi * A_{te} * d * f_{yt}}{V_u}$$

La norma del ACI menciona que los refuerzos transversales se deben distribuir en una longitud igual a dos veces el peralte de la viga, esta longitud se mide desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la viga, en ambos extremos del elemento en flexión. Además, indica que el espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder el menor de los calculados a continuación:

- **d/4** $S_{d/4} = 49.41/4 = 12.00$
- **8d_b** $S_{8db} = 8 * \phi 5/8'' = 13.00$
- **24d_{be}** $S_{24dbc} = 24 * \phi 3/8'' = 23.00$

Cuando no se requieran estribos de confinamiento es necesario colocar estribos con ganchos sísmicos espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud de la viga; quiere decir que el espaciamiento no debe ser mayor a $49.41/2 = 25.00$ cm.

Tabla 48

Diseño por Resistencia a flexión de la viga del primer nivel

VIGA DEL PRIMER NIVEL													
TRAMO	APOYO	M	Mu (t-m)	As (cm ²)	a (cm)	Requerimientos de la norma			As (cm ²)	Cuantía de Acero	As _{real}	Mn _{real}	
						As _{min 1}	As _{min 2}	As _{máx}					
1er Tramo	Izquierdo	M-	15.98	9.12	6.13	5.77	4.77	18.38	9.12	2 ø 3/4 + 2 ø 5/8	9.66	18.73	
		M+	13.94	7.89	5.30	5.77	4.77	18.38	7.89	2 ø 3/4 + 2 ø 1/2	8.24	16.14	
	Centro	M+	1.35	0.73	0.49	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	
	Derecho	M-	14.48	8.21	5.52	5.77	4.77	18.38	8.21	2 ø 3/4 + 2 ø 1/2	8.24	16.14	
		M+	12.86	7.24	4.87	5.77	4.77	18.38	7.24	2 ø 3/4 + 1 ø 5/8	7.68	15.11	
2do Tramo	Izquierdo	M-	14.48	8.21	5.52	5.77	4.77	18.38	8.21	2 ø 3/4 + 2 ø 1/2	8.24	16.14	
		M+	12.86	7.24	4.87	5.77	4.77	18.38	7.24	2 ø 3/4 + 1 ø 5/8	7.68	15.11	
	Centro	M+	1.35	0.73	0.49	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	
	Derecho	M-	15.98	9.12	6.13	5.77	4.77	18.38	9.12	2 ø 3/4 + 2 ø 5/8	9.66	18.73	
		M+	13.94	7.89	5.30	5.77	4.77	18.38	7.89	4 ø 5/8 + 0 ø 1/2	7.92	15.55	

Tabla 49:

Diseño por Resistencia a corte de la viga del primer nivel

Viga	Tramo	Apoyo	Vu (t)	Est.	Av (cm ²)	Vc(t)	Vs(t)	Vsmáx (t)	Vs<Vs max	S(cm)	db	S (8db)	S (24db)	S (d/4)	S real (cm)	L (m)	# Estr	Detalle de acero	
Nivel I	Tramo I	Izq.	25.36	3/8	2.85	0.00	33.82	84.11	OK!	24.46	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	8.24	3/8	2.85	21.23	0.00	84.11							25	3.88	16	16@	0.25
	Der.	21.42	3/8	2.85	0.00	25.86	84.11	OK!	28.96	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	
	Tramo II	Izq.	24.42	3/8	2.85	0.00	25.86	84.11	OK!	28.96	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	8.24	3/8	2.85	21.23	0.00	84.11							25	3.88	16	16@	0.25
		Der.	25.36	3/8	2.85	0.00	33.82	84.11	OK!	24.46	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13

Tabla 50

Diseño por Resistencia a flexión de la viga del segundo nivel

VIGA DEL SEGUNDO NIVEL																
TRAMO	APOYO	M	Mu (t-m)	As (cm ²)	a (cm)	Requerimientos de la norma			As (cm ²)	Cuantía de Acero				As _{real}	Mn _{real}	
						As _{min 1}	As _{min 2}	As _{máx}		∅	+	∅	1/2			
1er Tramo	Izquierdo	M-	13.53	7.64	5.14	5.77	4.77	18.38	7.64	4	∅ 5/8	+	0	∅ 1/2	7.92	15.55
		M+	11.08	6.19	4.16	5.77	4.77	18.38	6.19	3	∅ 5/8	+	1	∅ 1/2	7.21	14.23
	Centro	M+	1.13	0.61	0.41	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅ 5/8	+	0	∅ 1/2	5.94	11.83
		M-	11.96	6.71	4.51	5.77	4.77	18.38	6.71	2	∅ 3/4	+	1	∅ 1/2	6.97	13.78
		M+	10.74	5.99	4.03	5.77	4.77	18.38	5.99	3	∅ 5/8	+	1	∅ 1/2	7.21	14.23
2do Tramo	Izquierdo	M-	11.96	6.71	4.51	5.77	4.77	18.38	6.71	2	∅ 3/4	+	1	∅ 1/2	6.97	13.78
		M+	10.74	5.99	4.03	5.77	4.77	18.38	5.99	3	∅ 5/8	+	1	∅ 1/2	7.21	14.23
	Centro	M+	1.13	0.61	0.41	5.77	4.77	18.38	5.77	3	∅ 5/8	+	0	∅ 1/2	5.94	11.83
		M-	13.53	7.64	5.14	5.77	4.77	18.38	7.64	4	∅ 5/8	+	0	∅ 1/2	7.92	15.55
		M+	11.08	6.19	4.16	5.77	4.77	18.38	6.19	3	∅ 5/8	+	1	∅ 1/2	7.21	14.23

Tabla 51

Diseño por Resistencia a corte de la viga del segundo nivel

Viga	Tramo	Apoyo	Vu (t)	Est.	Av (cm2)	Vc(t)	Vs(t)	Vsma x (t)	Vs<Vs max	S(cm)	db	S (8db)	S (24db)	S (d/4)	S real (cm)	L (m)	# Estr	Detalle de acero	
Nivel 2	Tramo I	Izq.	27.54	3/8	2.85	0.00	36.72	84.11	OK!	22.52	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	∅3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	8.99	3/8	2.85	21.23	0.00	84.11							25	3.88	16	16@	0.25
	Tramo II	Der.	21.17	3/8	2.85	0.00	28.22	84.11	OK!	29.31	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	∅3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		Izq.	21.17	3/8	2.85	0.00	28.22	84.11	OK!	29.31	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	∅3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	8.99	3/8	2.85	21.23	0.00	84.11							25	3.88	16	16@	0.25
		Der.	27.54	3/8	2.85	0.00	36.72	84.11	OK!	22.52	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	∅3/8, 1@0.05, 8@	0.13

Tabla 52

Diseño por Resistencia a flexión de la viga del tercer nivel

VIGA DEL TERCER NIVEL													
TRAMO	APOYO	M	Mu (t-m)	As (cm ²)	a (cm)	Requerimientos de la norma			As (cm ²)	Cuantía de Acero	AS _{real}	Mn _{real}	
						AS _{min 1}	AS _{min 2}	AS _{máx}					
1er Tramo	Izquierdo	M-	9.80	5.45	3.66	5.77	4.77	18.38	5.77	3 Ø 5/8 + 0 Ø 1/2	5.94	11.83	
		M+	7.07	3.89	2.61	5.77	4.77	18.38	5.77	3 Ø 5/8 + 0 Ø 1/2	5.94	11.83	
	Derecho	M+	1.00	0.54	0.36	5.77	4.77	18.38	5.77	3 Ø 5/8 + 0 Ø 1/2	5.94	11.83	
		M-	8.13	4.49	3.02	5.77	4.77	18.38	5.77	3 Ø 5/8 + 0 Ø 1/2	5.94	11.83	
2do Tramo	Izquierdo	M+	7.18	3.95	2.66	5.77	4.77	18.38	5.77	3 Ø 5/8 + 0 Ø 1/2	5.94	11.83	
		M-	8.13	4.49	3.02	5.77	4.77	18.38	5.77	3 Ø 5/8 + 0 Ø 1/2	5.94	11.83	
	Derecho	M+	1.01	0.54	0.36	5.77	4.77	18.38	5.77	3 Ø 5/8 + 0 Ø 1/2	5.94	11.83	
		M-	9.80	5.45	3.66	5.77	4.77	18.38	5.77	3 Ø 5/8 + 0 Ø 1/2	5.94	11.83	
		M+	7.07	3.89	2.61	5.77	4.77	18.38	5.77	3 Ø 5/8 + 0 Ø 1/2	5.94	11.83	

Tabla 53

Diseño por Resistencia a corte de la viga del tercer nivel

Viga	Tramo	Apoyo	Vu (t)	Est.	Av (cm2)	Vc(t)	Vs(t)	Vsma x (t)	Vs<Vs max	S(cm)	db	S (8db)	S (24db)	S (d/4)	S real (cm)	L (m)	# Estr	Detalle de acero	
Nivel 2	Tramo I	Izq.	27.54	3/8	2.85	0.00	36.72	84.11	OK!	22.52	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	8.99	3/8	2.85	21.23	0.00	84.11							25	3.88	16	16@	0.25
		Der.	21.17	3/8	2.85	0.00	28.22	84.11	OK!	29.31	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
	Tramo II	Izq.	21.17	3/8	2.85	0.00	28.22	84.11	OK!	29.31	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	8.99	3/8	2.85	21.23	0.00	84.11							25	3.88	16	16@	0.25
		Der.	27.54	3/8	2.85	0.00	36.72	84.11	OK!	22.52	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13

Tabla 54

Diseño por Resistencia a flexión de la viga del cuarto nivel

VIGA DEL CUARTO NIVEL													
TRAMO	APOYO	M	Mu (t-m)	As (cm ²)	a (cm)	Requerimientos de la norma			As (cm ²)	Cuantía de Acero	As _{real}	Mn _{real}	
						As _{min 1}	As _{min 2}	As _{máx}					
1er Tramo	Izquierdo	M-	5.02	2.74	1.84	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	
		M+	2.71	1.47	0.99	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	
	Derecho	M+	0.98	0.53	0.35	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	
		M-	3.91	2.12	1.43	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	
		M+	2.82	1.53	1.03	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	
2do Tramo	Izquierdo	M-	3.91	2.12	1.43	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	
		M+	2.82	1.53	1.03	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	
	Derecho	M+	0.98	0.53	0.35	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	
		M-	5.02	2.74	1.84	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	
		M+	2.71	1.47	0.99	5.77	4.77	18.38	5.77	3 ø 5/8 + 0 ø 1/2	5.94	11.83	

Tabla 55

Diseño por Resistencia a corte de la viga del cuarto nivel

Viga	Tramo	Apoyo	Vu (t)	Est.	Av (cm ²)	Vc(t)	Vs(t)	Vsma x (t)	Vs<Vs max	S(cm)	db	S (8db)	S (24db)	S (d/4)	S real (cm)	L (m)	# Estr	Detalle de acero
Nivel 4	Tramo I	Izq.	21.81	3/8	2.85	0.00	29.09	84.11	OK!	28.44	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@ 0.13
		CL	7.58	3/8	2.85	21.23	0.00	84.11							25	3.88	16	16@ 0.25
		Der.	17.52	3/8	2.85	0.00	23.37	84.11	OK!	35.40	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@ 0.13
	Tramo II	Izq.	17.52	3/8	2.85	0.00	23.37	84.11	OK!	35.40	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@ 0.13
		CL	7.58	3/8	2.85	21.23	0.00	84.11							25	3.88	16	16@ 0.25
		Der.	21.81	3/8	2.85	0.00	29.09	84.11	OK!	28.44	1.6	12.7	22.86	12.4	13	1.10	9	Ø3/8, 1@0.05, 8@ 0.13

CAPÍTULO V

DISCUSION

5.1. Discusion de resultados

Comparación de diseños

Se realizó el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar con sistema aporticado por la metodología por capacidad y resistencia, en los siguientes cuadros se muestran los refuerzos longitudinales y transversales de las vigas diseñadas.

Tabla 56

Comparación de áreas de acero longitudinal en el diseño de vigas por capacidad y resistencia

Parametros		Diseño por Capacidad					Diseño por Resistencia												
Viga	Apoyo	M	Cuantía de Acero			A _{Sreal}	Cuantía de Acero			A _{Sreal}									
Viga del nivel I	1er Tramo	Izquierdo	M-	3	∅	5/8	+	1	∅	1/2	7.21	2	∅	3/4	+	2	∅	5/8	9.66
			M+	5	∅	5/8	+	0	∅	5/8	9.90	2	∅	3/4	+	2	∅	1/2	8.24
	Derecho	Centro	M+	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94
			M-	2	∅	5/8	+	2	∅	1/2	6.50	2	∅	3/4	+	2	∅	1/2	8.24
	2do Tramo	Izquierdo	M+	4	∅	5/8	+	1	∅	1/2	9.19	2	∅	3/4	+	1	∅	5/8	7.68
			M-	2	∅	5/8	+	2	∅	1/2	6.50	2	∅	3/4	+	2	∅	1/2	8.24
		M+	4	∅	5/8	+	1	∅	1/2	9.19	2	∅	3/4	+	1	∅	5/8	7.68	

		Centro	M+	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	
		Derecho	M-	3	∅	5/8	+	1	∅	1/2	7.21	2	∅	3/4	+	2	∅	5/8	9.66	
			M+	5	∅	5/8	+	0	∅	5/8	9.90	4	∅	5/8	+	0	∅	1/2	7.92	
Viga del nivel II	1er Tramo	Izquierdo	M-	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	4	∅	5/8	+	0	∅	1/2	7.92	
			M+	2	∅	3/4	+	1	∅	5/8	7.68	3	∅	5/8	+	1	∅	1/2	7.21	
		Centro	M+	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	
		Derecho	M-	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	2	∅	3/4	+	1	∅	1/2	6.97	
			M+	2	∅	3/4	+	1	∅	5/8	7.68	3	∅	5/8	+	1	∅	1/2	7.21	
		2do Tramo	Izquierdo	M-	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	2	∅	3/4	+	1	∅	1/2	6.97
	M+			4	∅	5/8	+	0	∅	1/2	7.92	3	∅	5/8	+	1	∅	1/2	7.21	
	Centro		M+	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	
	Derecho		M-	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	4	∅	5/8	+	0	∅	1/2	7.92	
			M+	4	∅	5/8	+	0	∅	1/2	7.92	3	∅	5/8	+	1	∅	1/2	7.21	
	Viga del nivel III		1er Tramo	Izquierdo	M-	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5
		M+			3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94
Centro		M+		3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
Derecho		M-		3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
		M+		3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
2do Tramo		Izquierdo		M-	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94
			M+	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
		Centro	M+	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
		Derecho	M-	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
			M+	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
		Viga del nivel IV	1er Tramo	Izquierdo	M-	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5
M+					3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94
Centro	M+			3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
Derecho	M-			3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
	M+			3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
2do Tramo	Izquierdo			M-	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94
			M+	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
	Centro		M+	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
	Derecho		M-	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	
			M+	3	∅	5/8	+	0	∅	1/2	5.94	3	∅	0.6	+	0	∅	0.5	5.94	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57

Comparación de áreas de acero transversal en el diseño de vigas por capacidad y resistencia

Viga	Tramo	Apoyo	Diseño por Resistencia		Diseño por Capacidad	
			Detalle de acero		Detalle de acero	
Nivel 1	Tramo I	Izq.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	16@	0.25	16@	0.25
		Der.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
	Tramo II	Izq.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	16@	0.25	16@	0.25
		Der.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
Nivel 2	Tramo I	Izq.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	16@	0.25	16@	0.25
		Der.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
	Tramo II	Izq.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	16@	0.25	16@	0.25
		Der.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
Nivel 3	Tramo I	Izq.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	16@	0.25	16@	0.25
		Der.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
	Tramo II	Izq.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	16@	0.25	16@	0.25
		Der.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
Nivel 4	Tramo I	Izq.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	16@	0.25	16@	0.25
		Der.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
	Tramo II	Izq.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13
		CL	16@	0.25	16@	0.25
		Der.	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13	Ø3/8, 1@0.05, 8@	0.13

Fuente: Elaboración propia

De las tablas comparativas mostradas entre el diseño por capacidad y resistencia de las vigas se puede deducir lo siguiente:

- El refuerzo longitudinal negativo de las vigas calculados por el diseño por capacidad es menor que los calculados mediante el diseño por resistencia, esto se debe a la redistribución de momentos que se realiza para poder aplicar la metodología por capacidad.
- El refuerzo longitudinal positivo de las vigas calculados por el diseño por capacidad es mayor en un pequeño porcentaje que los calculados mediante el diseño por resistencia, esto se debe a la redistribución de momentos que se realiza para poder aplicar la metodología por capacidad.
- El refuerzo transversal resultó igual mediante el diseño por capacidad y resistencia, en ambos casos requieren mayor refuerzo para una longitud igual a 2h que corresponde a la zona de rotula plástica.

Comparación de costos

Luego de realizar la comparación de ambas metodologías de diseño, es conveniente elaborar un cuadro comparativo a nivel de costo en el diseño de las vigas.

Tabla 58

Costo en el diseño por Capacidad

Diseño por Capacidad				
Descripcion	Und	Cantidad	P.unitario	P. Total
Vigas				
Concreto 210 kg/cm ²	m ³	8.39	282.45	2369.76
Encof. Y Desencofrado	m ²	54.5	46.25	2520.63
Acero	kg	263.12	3.59	944.60
			Total (S/.)	<u>5834.98</u>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59*Costo en el diseño por resistencia*

Diseño por Resistencia				
Descripcion	Und	Cantidad	P.unitario	P. Total
Vigas				
Concreto 210 kg/cm2	m3	8.39	282.45	2369.76
Encof. Y Desencofrado	m2	54.5	46.25	2520.63
Acero	kg	268.5	3.59	963.92
<i>Fuente:</i> Elaboración propia			Total (S/.)	<u>5854.30</u>

Diferencia (S/.) = 19.32

De los cuadros se observa que si la edificación es diseñada por capacidad existe una disminución del costo de la estructura con respecto a que si la edificación fuera diseñado por resistencia, esto debido a que en existe ahorro de acero en el diseño por capacidad, a nivel global en el diseño de todos los elementos estructurales de la edificación resultaría muy beneficioso ya que el acero es uno de los insumos que tiene mayor influencia en el presupuesto de las edificaciones.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones.

Se ha analizado y comparado el diseño sísmico por capacidad y resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado, los resultados numéricos y de diseño mediante la aplicación de ambas metodologías se muestran de manera detallada en el Capítulo IV.

En el diseño por Capacidad se obtuvo una distribución más uniforme del refuerzo longitudinal en las vigas, esto se debe a la redistribución de momentos previamente al diseño estructural, por consecuencia nos proporciona un ahorro de acero aumentando la ductilidad de la estructura y en termino económicos es mucho más beneficioso el diseño por esta metodología.

En el diseño por Resistencia se obtuvo una distribución tradicional del refuerzo longitudinal y transversal en las vigas, esto se debe a que el diseño por resistencia se realiza de acuerdo a lo establecido en la normativa peruana, la ductilidad de la estructura es baja debido a que no se realiza la redistribución de momentos previo al diseño estructural.

El mecanismo de colapso o de falla como medio de disipación de energía es de columna fuerte – viga débil, para inducir así que las rotulas plásticas se formen primero en las vigas y luego en las columnas, en el diseño por capacidad las apariciones de las rotulas plásticas comienzan gradualmente por las vigas, quiere decir que el colapso no es absoluto, sino que se va dando intercaladamente y finalmente llega ultimo al nivel de colapso. Caso contrario es en el diseño por resistencia que las rotulas aparecen de manera concentrada en cada entrepiso llevando al colapso completo.

6.2. Recomendaciones.

Difundir como alternativa de diseño la metodología por capacidad en la formulación, evaluación y elaboración de proyectos de edificación por parte de los proyectistas en las entidades públicas y privadas, ya que esta metodología se basa en obtener un comportamiento adecuado y evitar el colapso de las estructuras aun cuando haya excedido su resistencia, esto se debe a la gran capacidad de disipación de energía.

En las edificaciones esenciales es recomendable la aplicación de la metodología de diseño por capacidad en reemplazo de la metodología de diseño por resistencia, para asegurar que las estructuras tengan un comportamiento dúctil y evitar el colapso ante sismos de gran magnitud.

En el caso de diseño de vigas se debe tener en cuenta que una modificación del acero a flexión afecta directamente al diseño por cortante de dicho elemento y en la zona de probable formación de rotulas plásticas, es decir, cuanto mayor sea el acero a flexión menor será el espaciamiento del estribo en dicha zona.

A los futuros profesionales de la carrera de ingeniería civil se recomienda estudiar la metodología de diseño por capacidad para aplicarlos en el diseño de edificios de albañilería estructural.

REFERENCIAS

5.1. Fuentes Documentales

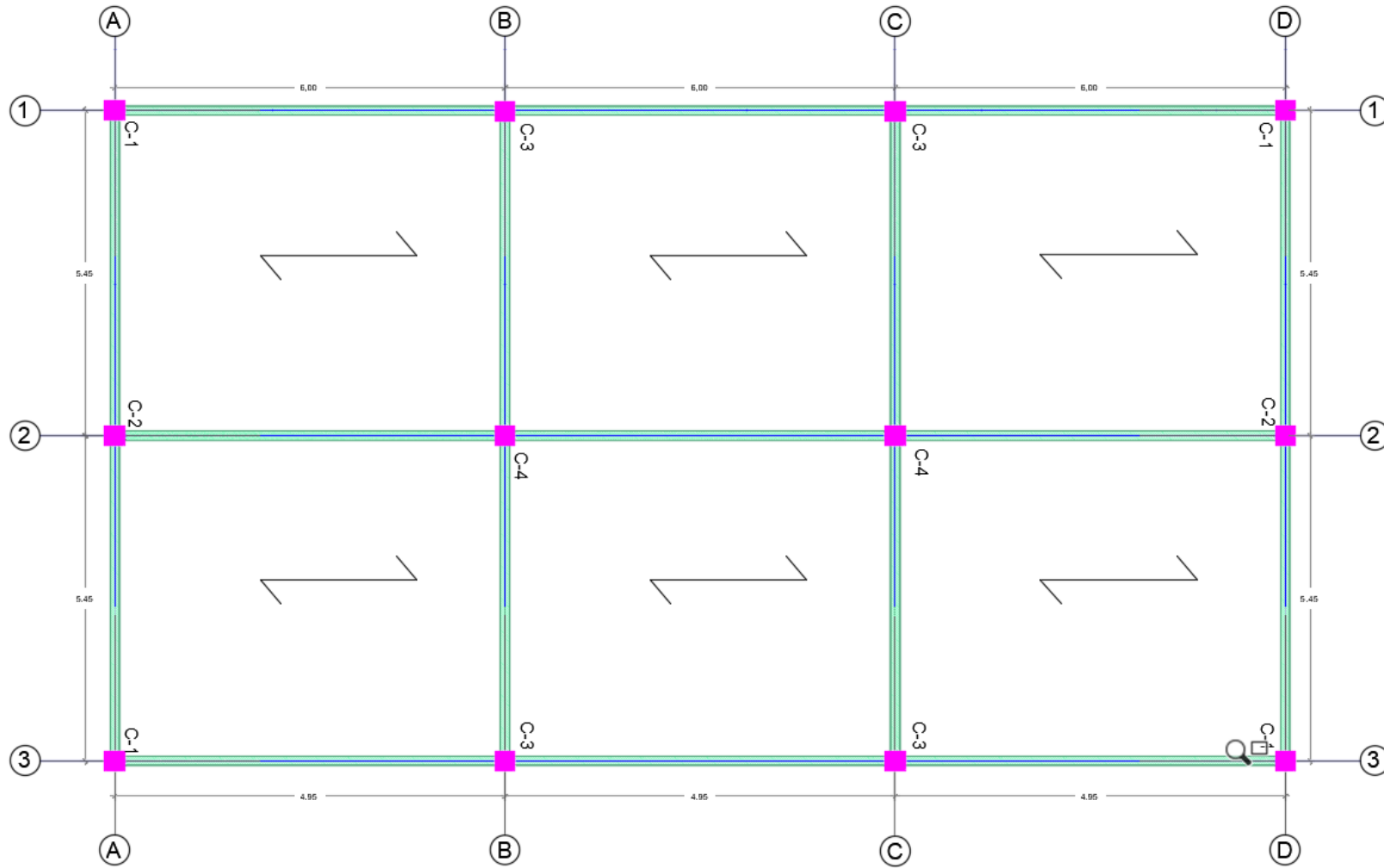
- Calizaya. (2017). *Análisis estructural y diseño sísmico comparativo por capacidad y resistencia, de un edificio para oficinas en el centro poblado de los Ángeles - Moquegua 2017*. Moquegua.
- Carrasco. (2017). *Estudio y aplicación de la metodología de diseño por capacidad para edificaciones de concreto armado*. Huancayo.
- Duarte, M. y. (2017). *Análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de el salvador*. Salvador.
- Gallardo. (2016). *Diseño Estructural del Edificio de la Clínica Fundación Vida Silvestre*. Quito.
- Jimenez. (2016). "Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (push-over)" . Catalunya.
- Rondan, C. &. (2018). "Evaluación y diseño por capacidad en la estructura de la oficina central de admisión de la Universidad Nacional José Faustino Sánchez carrion, mediante el análisis estático no lineal - pushover" . Huacho.
- Sanchez. (2019). *Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Huancayo*. Huancayo.
- Wiliam. (2016). *Análisis estructural de un edificio de hormigón armado y propuesta de un nuevo proyecto estructural - estudio de caso*. Brasil.

ANEXOS

Anexo 01: Matriz de consistencia

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	METODOLOGIA
Problema general	Objetivo general	Hipotesis general	Tipo de investigacion
¿Cuál es el análisis comparativo del diseño por capacidad y resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay?	Determinar el análisis comparativo del diseño por capacidad y resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay.	Con el análisis comparativo del diseño por capacidad y resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay, se conocerá cuál de los métodos contribuyen a tener un mejor comportamiento estructural ante un evento sísmico.	Según su finalidad es de tipo aplicada ya que tiene como objetivo resolver determinados problemas, centrándose en el estudio y la consolidación del conocimiento para aplicarlo en la vida real.
Problema específico	Objetivos específicos	Hipotesis específicos	Nivel de investigacion
¿Cuál es el diseño por capacidad de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay?	Efectuar el diseño por capacidad de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay.	En el diseño sísmico por capacidad se espera un óptimo comportamiento de la estructura ante los eventos sísmicos de gran magnitud, esto debido a que los elementos estructurales son capaces de disipar energía.	La investigación es de nivel descriptiva porque se describe y especifica características, propiedades, parámetros, dimensiones y comportamientos de los elementos estructurales al realizar el diseño por la metodología por capacidad y la metodología por resistencia.
¿Cuál es el diseño por resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay?	Efectuar el diseño por resistencia de un edificio multifamiliar con sistema aporticado en el distrito de Hualmay.	En el diseño sísmico por resistencia se espera un comportamiento inadecuado de la estructura antes los eventos sísmicos de gran magnitud, esto debido a que los elementos estructurales no son capaces de disipar energía.	<p style="text-align: center;">Poblacion</p> <p>La población para la investigación serán 7071 edificios multifamiliares ubicados en el distrito de Hualmay.</p>
¿Qué mecanismo de colapso es el adecuado según la metodología de diseño por capacidad?	Detallar el mecanismo de colapso de la estructura según la metodología de diseño por capacidad	El mecanismo de colapso según la metodología por capacidad ocurre cuando se presentan las primeras rotulas plásticas en los lados extremos de las vigas y finalmente en las bases de la columna del primer piso	<p style="text-align: center;">Muestra</p> <p>La muestra para la presente investigación será (1) edificio multifamiliar con sistema aporticado ubicado en la calle Florian Diaz en el distrito de Hualmay.</p>

Anexo 02: Plano en planta de estructuración de edificación



PLANTA 1°, 2°, 3° y 4°
Escala : 1/100

Anexo 03: Reportes de desplazamientos del programa SAP 2000

- Analisis estático

OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
SEX	LinStatic	0.00324	-0.000255	-8E-05	9.4E-05	0.000875	-4.7E-05
SEX	LinStatic	0.00613	-0.000501	-0.000124	7.6E-05	0.000726	-9.2E-05
SEX	LinStatic	0.008361	-0.000692	-0.000145	5.2E-05	0.000503	-0.000127
SEX	LinStatic	0.009671	-0.000804	-0.000151	2.8E-05	0.000245	-0.000148

OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
SEY	LinStatic	0.002547	-0.000255	-7E-05	8.2E-05	0.000677	-4.7E-05
SEY	LinStatic	0.004765	-0.000501	-0.000108	6.9E-05	0.000554	-9.2E-05
SEY	LinStatic	0.006477	-0.000692	-0.000127	4.7E-05	0.000385	-0.000127
SEY	LinStatic	0.00748	-0.000804	-0.000132	2.3E-05	0.000188	-0.000148

- Analisis dinámico

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
SDX	LinRespSpec	Max	0.002581	9.705E-14	6.5E-05	5.662E-06	0.000687	6.16E-16
SDX	LinRespSpec	Max	0.004816	2.25E-14	0.0001	3.121E-06	0.000554	3.893E-16
SDX	LinRespSpec	Max	0.006487	7.775E-14	0.000117	2.21E-06	0.000375	6.806E-16
SDX	LinRespSpec	Max	0.007432	5.381E-14	0.000122	1.914E-06	0.00018	8.438E-16

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
SDY	LinRespSpec	Max	8.219E-14	0.002724	5.9E-05	0.000944	6.994E-06	4.057E-16
SDY	LinRespSpec	Max	1.986E-13	0.005488	9.1E-05	0.000807	5.236E-06	5.25E-15
SDY	LinRespSpec	Max	1.421E-13	0.007627	0.000108	0.000556	3.934E-06	1.646E-16
SDY	LinRespSpec	Max	6.281E-14	0.00889	0.000113	0.000295	4.777E-06	7.83E-15