



UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI

VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

T E S I S

**METODOLOGÍA DE APUNTALAMIENTO CON CEDULA
40 PARA DEMOLICIÓN DE COLUMNAS EN LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE
MOQUEGUA - 2021**

PRESENTADA POR:

BACHILLER ANGEL JOSE MAMANI APAZA

ASESOR:

MGR. FABRIZIO DEL CARPIO DELGADO

PARA OPTAR TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

MOQUEGUA - PERÚ

2023

CONTENIDO

	Pág.
Página de jurado.....	i
Dedicatoria	ii
Agradecimiento	iii
Contenido	iv
CONTENIDO DE TABLAS	xi
CONTENIDO DE FIGURAS	xiii
CONTENIDO DE ECUACIONES.....	xvi
CONTENIDO DE APÉNDICES	xvii
RESUMEN.....	xviii
ABSTRACT	xix
INTRODUCCIÓN	xx

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Descripción de la realidad del problema.....	1
1.2 Definición del problema.....	5
1.2.1 Problema general.....	5
1.2.2 Problemas específicos.	5
1.3 Objetivos de la investigación	5
1.3.1 Objetivo general.	5
1.3.2 Objetivos específicos.	5
1.4 Justificación.....	5
1.5 Alcances y limitaciones.....	8

1.5.1 Alcances.....	8
1.5.1.1 Social.....	8
1.5.1.2 Ambiental.....	8
1.5.1.3 Económico.....	8
1.5.2 Limitaciones.....	9
1.6 Variables	9
1.6.1 Variable independiente.	9
1.6.1.1 Definición conceptual.	9
1.6.1.2 Definición operacional.....	9
1.6.2 Variable dependiente.....	10
1.6.2.1 Definición conceptual.	10
1.6.2.2 Definición operacional.....	10
1.6.3 Operacionalizacion de variables.	10
1.7 Hipótesis de la investigación.....	11
1.7.1 Hipótesis general.....	11
1.7.2 Hipótesis derivadas.	11

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación	13
2.1.1 Antecedentes Internacionales.....	13
2.1.2 Antecedentes Nacionales.	15
2.2 Bases teóricas	18
2.2.1 Concreto.....	18
2.2.1.1 Trabajabilidad.	18

2.2.1.2 Segregación.....	18
2.2.1.3 Consistencia.....	19
2.2.1.4 Resistencia.....	19
2.2.1.5 Exudación.....	19
2.2.1.6 Durabilidad.....	20
2.2.1.7 Impermeabilidad.....	20
2.2.1.8 Elasticidad.....	20
2.2.1.9 Contracción.....	20
2.2.2 Cemento portland.....	20
2.2.2.1 El Clinker Pórtland.....	21
2.2.2.1.1 Componentes del cemento.....	22
2.2.2.2 Tipos de cementos.....	23
2.2.2.3 Cementos adicionados.....	24
2.2.3 Agregado.....	24
2.2.3.1 Agregado fino o arena.....	25
2.2.3.2 Agregado grueso.....	25
2.2.4 Elementos estructurales.....	25
2.2.4.1 Columna.....	25
2.2.4.1.1 Las columnas de concreto se clasifican de la siguiente manera:.....	26
2.2.4.2 columna a estudiar.....	27
2.2.4.2.1 Sección de columna.....	28
2.2.4.3 Vigas.....	28
2.2.4.3.1 Viga de estudio.....	29
2.2.4.4 Losas.....	29

2.2.5 Características de la estructura.....	31
2.2.5.1 Ensayo resistencia a la compresión.....	32
2.2.5.1.1 Normas usadas.	33
2.2.5.2 Ensayo de diamantina.	33
2.2.5.2.1 Normas usadas.	34
2.2.6 Apuntalamiento de estructura con C-40.....	35
2.2.6.1 Descripción del sistema de apuntalamiento.	35
2.2.6.2 Sistema DOKA.	37
2.2.6.3 Puntales Doka Eurex.....	38
2.2.7 Procedimiento de colocación.	38
2.2.7.1 Compactación.....	38
2.2.7.2 Colocación y aseguramiento de puntal C-40 en vigas.	39
2.2.7.3 Colocación de puntales Doka en losas.	39
2.2.7.4 Control de deflexiones en las vigas.....	40
2.2.7.5 Demolición de columna.	40
2.2.7.6 Encofrado de columna.....	41
2.2.7.7 Vaciado de columna, desencofrado y curado.....	42
2.2.8 Cargas.....	43
2.2.8.1 Metrado de cargas.	43
2.2.8.2 Propiedades físicas y mecánicas.	43
2.2.8.3 Cargas de análisis.....	44
2.2.9 Tubería cédula 40.....	45
2.2.9.1 Cedula 40.	46
2.2.9.1.1 Usos de la tubería cédula 40.....	46

2.2.9.2 Cálculo del área de la sección tubular.....	47
2.2.9.3 Cálculo de la cantidad de tubos C-40 a usar para el apuntalamiento de cada columna C-6 según resistencia del puntal.....	48
2.2.9.3.1 Consideraciones para el cálculo.....	48
2.2.9.3.2 Cálculos.....	49
2.2.10 Cálculo de momento que soporta la viga.....	51
2.2.10.1 Consideraciones para el cálculo.....	52
2.2.11 Modelamiento de estructura.....	56
2.2.11.1 Esfuerzos que Actúan en los puntales.....	57
2.2.11.2 Cálculo de los desplazamientos en los puntales.....	58
2.2.12 Control de deflexiones en viga.....	58
2.2.12.1 Puntos de control.....	59
2.2.13 Tipos de intervención en estructuras.....	59
2.2.13.1 Reforzamiento.....	59
2.2.13.2 Reparación estructural.....	60
2.2.13.3 Restauración.....	61
2.2.13.4 Rehabilitación.....	61
2.2.14 Reforzamiento con fibra de carbono (CFRP).....	62
2.2.14.1 Origen de la fibra de carbono.....	62
2.2.14.2 Propiedades de la fibra de carbono (CFRP).....	63
2.2.14.2.1 Propiedades Físicas.....	63
2.2.15 Hormigón reforzado con fibras de acero.....	63
2.2.15.1 Los fundamentos de la eficacia del refuerzo de fibra.....	63
2.3 Definición de términos.....	66

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1 Tipo de la investigación	69
3.2 Diseño de la investigación	69
3.3 Población y muestra	70
3.3.1 Población.....	70
3.3.2 Muestra.....	70
3.4 Descripción de instrumentos para la recolección de datos.....	71

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Presentación de resultados	72
4.1.1 Cantidad de puntales según cálculo.	72
4.1.2 Área de los puntales.	74
4.1.3 Fuerzas actuantes en los puntales.....	74
4.1.4 Deformación en los puntales.	76
4.1.5 Esfuerzos actuantes en los puntales.	77
4.1.6 Esfuerzos últimos en los puntales.	78
4.1.6.1 Análisis general.....	79
4.1.6.2 Interpretación.	80
4.1.7 Esfuerzos máximos en vigas.	81
4.1.8 Lectura de medidas (deflexiones).	82
4.1.8.1 Análisis general.....	83
4.1.8.2 Interpretación.	84
4.2 Contrastación de hipótesis	85

4.2.1 Contrastación de hipótesis general.....	85
4.2.2 Contrastación de hipótesis específica a).....	85
4.2.3 Contrastación de hipótesis específica b).....	86
4.3 Discusión de resultados.....	87

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones	89
5.2 Recomendaciones.....	90
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	92
APENDICES.....	100
MATRIZ DE CONSISTENCIA	106
INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS.....	107

CONTENIDO DE TABLAS

Contenido de tablas	Pág.
Tabla 1. Cuadro de Operacionalizacion de variables.....	10
Tabla 2. Cuadro de Operacionalizacion de variables.....	11
Tabla 3. Tolerancias de tiempo para realizar el ensayo de compresión.....	19
Tabla 4. Requisitos químicos del cemento.....	23
Tabla 5. Ensayo a compresión de núcleos	32
Tabla 6. Valores mínimos aceptables por núcleo según norma NTE E.060.....	35
Tabla 7 Propiedades físicas de la tubería de acero C-40.....	45
Tabla 8 Propiedades geométricas de acero C-40.	45
Tabla 9. Área de la sección C-40 de 4” de diámetro.....	47
Tabla 10. Cuadro de muestra de investigación	70
Tabla 11 Cantidad de puntales de acero C-40 en dirección XX	73
Tabla 12 Cantidad de puntales de acero C-40 en dirección YY	74
Tabla 13 Área de la sección C-40 de 4” de diámetro.....	74
Tabla 14. Fuerzas actuantes en los puntales dirección XX.....	75
Tabla 15 Fuerzas actuantes en los puntales dirección YY.....	75
Tabla 16 Deformación en los puntales de acero C-40 dirección XX.....	76
Tabla 17 Deformación en los puntales de acero C-40 dirección YY.....	76
Tabla 18 Esfuerzos actuantes en los puntales de acero C-40 dirección XX	77
Tabla 19 Esfuerzos actuantes en los puntales de acero C-40 dirección YY	77
Tabla 20 Esfuerzos máximos en los puntales de acero C-40 dirección XX	78
Tabla 21 Esfuerzos máximos en los puntales de acero C-40 dirección XX	78
Tabla 22 Media y desviación típica.	79

Tabla 23 sumatoria de esfuerzos.	79
Tabla 24 Media y desviación típica de Indicadores.	79
Tabla 25 Alfa de Cronbach	80
Tabla 26 Interpretación del estadístico de alfa de Cronbach	80
Tabla 27 Momentos en vigas según análisis de estructura con ETABS.....	81
Tabla 28. Momentos últimos calculados a partir de sección en viga VS-3E.....	81
Tabla 29. Comparación de esfuerzos actuantes en reparación de columnas y diseño propio de viga.....	81
Tabla 30. Lectura de medidas de altura semana 1, mes febrero.	82
Tabla 31. Lectura de medidas de altura semana 2, mes febrero.	82
Tabla 32. Lectura de medidas de altura semana 3, mes febrero.	82
Tabla 33. Lectura de medidas de altura semana 4, mes febrero.	83
Tabla 34. Lectura de medidas de altura semana 1, mes marzo.....	83
Tabla 35 Media y desviación típica.	83
Tabla 36 sumatoria de esfuerzos.	83
Tabla 37 Media y desviación típica de Indicadores	84
Tabla 38 Alfa de Cronbach	84

CONTENIDO DE FIGURAS

Contenido de figuras	Pág.
Figura 1 Causas de intervención tipos de intervención posibles	3
Figura 2 Mapa de intensidades del sismo del 23 de junio de 2001	16
Figura 3 Principales Áreas afectadas en el sismo del 23 de junio de 2001	16
figura 4 Proceso de fabricación del cemento	21
Figura 5 Tipos de columnas	26
Figura 6 Plano de encofrado sótano	27
Figura 7 Sección de columna C-6 de sección 0.60x0.60 m	28
Figura 8 Viga insitu facultad agroindustrial – UNAM	29
Figura 9 Sección de viga	29
Figura 10 losa aligerada semisótano bloque G	30
Figura 11 Vista área de bloque en estudio	31
Figura 12 Vista 3D del bloque E.....	31
Figura 13 Ensayo de compresión de testigo de diamantina	32
Figura 14 Zonas de extracción de diamantinas	33
Figura 15 Especímenes extraídos mediante el ensayo de diamantina	34
Figura 16 Sistema de apuntalamiento con tubo de acero C-40 vista frontal.....	36
Figura 17 Sistema de apuntalamiento con tubo de acero C-40 vista lateral	36
Figura 18. Estructura bloque E 3D, y puntales	37
Figura 19 Sistema de encofrado Doka	37
Figura 20 Puntales Doka y viga H	38
Figura 21 Compactación de terreno	38
Figura 22 Colocación de puntales de acero C-40.....	39

Figura 23 Colocación de puntales doka	40
Figura 24 Toma de medidas	40
Figura 25 Demolición de columna.....	41
Figura 26. Ventana en techo para vaciado de concreto.....	41
Figura 27 Encofrado de columna Bloque E	42
Figura 28 Vaciado de columna C-6	43
Figura 29 Sección tubular del puntal	47
Figura 30 Tubería C-40.....	47
Figura 31 Numeración de puntales	51
Figura 32 Fuerzas y deformaciones unitarias internas para viga rectangular doblemente reforzada	51
Figura 33 Sección viga Corte 1-1	52
Figura 34 Grafica para sección controlada por tensión.....	54
Figura 35 Modelo de estructura en ETABS	56
Figura 36 Esfuerzos de compresión actuantes en los puntales	57
Figura 37 Momentos actuantes en las vigas.....	57
Figura 38 Distancias donde se realizaron las medidas a las vigas que llegan a la columna C-6.....	59
Figura 39 Punto de control BM-3 en esquina de losa	59
Figura 40 Comparación de la respuesta típica de extracción de diferentes fibras de acero	65
Figura 41 Relación fuerza de extracción normalizada de fibra inclinada y el ángulo de inclinación	66
Figura 42 Numeración de puntales en planta semisótano	73

CONTENIDO DE ECUACIONES

	Pág.
Ecuación 1	49
Ecuación 2	49
Ecuación 3	50
Ecuación 4	50
Ecuación 5	52
Ecuación 6	53
Ecuación 7	54
Ecuación 8	54
Ecuación 9	55
Ecuación 10	58

CONTENIDO DE APÉNDICES

	Pág.
Figura A1 Isométrico de facultad Agroindustrial bloque G, D Y E	100
Figura A2 Planta de facultad Agroindustrial	100
Figura A3 Detalle de apuntalamiento C-6 Eje 8/B bloque G.....	101
Figura A4 Detalle de apuntalamiento C-6 Eje 8/D bloque G	102
Figura A5 Detalle de apuntalamiento C-6 Eje 10/E bloque G.....	103
Figura A6 Detalle de apuntalamiento C-6 Eje 17/B bloque D.....	104
Figura A7. Detalle de apuntalamiento C-6 Eje 17/F bloque D.....	105

RESUMEN

El trabajo de investigación que en páginas posteriores se va a explicar, tiene como objetivo: Describir la metodología de apuntalamiento con acero cédula 40 para demolición de columnas en la Universidad Nacional de Moquegua – 2021. La cual el diseño es Cuasi Experimental, debido a que los sujetos no se asignan aleatoriamente a los grupos, y se busca encontrar una relación causal entre los puntales de acero cedula 40 y las deflexiones y esfuerzos en vigas durante la reparación de las columnas, en cuanto a materiales se usaron: puntales de acero cedula 40 para apuntalar vigas, puntales sistema DOKA para apuntalar las losas aligeradas. Respecto a su población está constituida por los bloques A, B, C, D y E de la edificación y la muestra lo constituye la columna de sección cuadrada (de 0.60x 0.60m) y están ubicadas en el bloque “E” del semisótano, de la facultad agroindustrial, dentro de la universidad Nacional de Moquegua. En cuanto a resultados se tiene esfuerzos favorables que actúan en cada uno de las puntales de acero C-40 las cuales están dentro de su resistencia ultima, también se tienen deflexiones insignificantes en las vigas y según el control diario que se tuvo no se encontró fisuras en ninguna de ellas; esto es muy favorable para toda la estructura en conjunto. En conclusión, el método de apuntalamiento con puntales de acero C-40 es un sistema de sostenimiento seguro para la reparación de las columnas dañadas.

Palabras claves: Método, Puntal, Acero C-40, viga, esfuerzos, deflexiones.

ABSTRACT

The objective of the research work that will be explained in subsequent pages is: Describe the methodology of propping with schedule 40 steel for the demolition of columns at the National University of Moquegua - 2021. The design is Quasi Experimental, because the subjects are not randomly assigned to the groups, and a causal relationship is sought between the schedule 40 steel props and the deflections and stresses in beams during the repair of the columns, in terms of materials the following were used: schedule 40 steel props to prop up beams, DOKA system props to prop up the lightened slabs. Regarding its population, it is made up of blocks A, B, C, D and E of the building and the sample is made up of the square section column (0.60x 0.60m) and they are located in block "E" of the semi-basement, of the agro-industrial faculty, within the National University of Moquegua. Regarding results, there are favorable efforts that act on each of the C-40 steel props, which are within their ultimate resistance, there are also insignificant deflections in the beams and according to the daily control that was carried out, no cracks were found. in none of them; this is very favorable for the whole structure as a whole. In conclusion, the method of shoring with C-40 steel struts is a safe support system for the repair of damaged columns.

Keywords: Method, Strut, C-40 Steel, beam, efforts, deflections.

INTRODUCCIÓN

La informalidad en la construcción y la deficiencia en los procesos constructivos es un problema constante, que a lo largo del tiempo ha generado daños y a veces daños irreparables en las estructuras cuando se comprometen elementos importantes como vigas, losas y columnas, esto por no cumplir con los requisitos mínimos de calidad que exigen las normas. El Perú es un país que más ha sido afectado por el fenómeno de las fuerzas sísmicas y que ha afectado con mayor incidencia a las estructuras mal construidas, esto ha generado que muchas estructuras colapsen y que dejen a su paso un panorama trágico y catastrófico. Y que nos dan una lección de que debemos ser conscientes al momento de realizar una construcción ya que en ella habitarán personas.

Estas estructuras deficientes se pueden reparar ya sea mediante métodos conocidos de reforzamiento, o demolición cuando el elemento a reforzar ya no tiene capacidad para ser reparada. Y una demolición inadecuada podría comprometer a los elementos adyacentes y causarles daños como fisuras o hasta el colapso. En la ciudad de Moquegua se conoce poco acerca de esto. Es por ello que en la presente investigación: “Metodología de apuntalamiento con cedula 40 para demolición de columnas”, pretende mostrar un método seguro de sostenimiento de la estructura mediante puntales de acero C-40 para la demolición y reparación de columnas sustentado con memoria de cálculos y modelamiento en el software Etabs. Esta investigación se realizó en la facultad agroindustrial (que está en proceso de construcción) de la Universidad Nacional de Moquegua, donde se realizará la evaluación de la estructura (vigas y losas) y de los puntales de acero cedula 40 durante la demolición.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Descripción de la realidad del problema

Las construcciones en nuestro país durante los últimos años han logrado alcanzar un gran desarrollo, pero las construcciones a veces no se empiezan desde una edificación reciente, en muchas de las oportunidades surgen necesidades y se requiere una rehabilitación y reforzamiento. Por ello para todo método se tiene que tiene que realizar una adecuada planificación de los pasos que se tienen que realizar, esto es variado o es relativo según al tipo de estructura a rehabilitarse. (Sánchez, 2011)

No se puede hablar de procesos eficaces de rehabilitación si no se tiene una perspectiva bien definida del tema. En la construcción hay demasiados factores que debilitan a las estructuras, y esto nos da a conocer que si queremos realizar una rehabilitación hay varios procedimientos que se podría seguir. En la actualidad existen gran variedad de materiales y métodos para rehabilitación y reforzamiento, esto sumado al conocimiento amplio del tema que tienen algunos constructores ayuda mucho en el proceso. Pero esto no serviría de nada si es que no se tiene un procedimiento sistemático para la evaluación correcta de la estructura que se

pretende rehabilitar o reforzar. Esto significa que primero se tiene detectar cual es el verdadero problema para realizar un análisis detallado en ese punto y atacar directamente allí con una solución adecuada. Es de suma importancia que las estructuras sean intervenidas durante las diferentes etapas que esta comprende como también el mantenimiento posterior que tendrá. (Sánchez, 2011)

Las edificaciones que se construyen de concreto armado por más que se construyan de manera cuidadosa pueden presentar insuficiencias, ya sea porque no se ha tenido mucho cuidado durante la construcción o no se ha llevado un buen control de calidad de los materiales, también es producto por el deterioro del concreto o algunas veces por corrosión de los aceros de refuerzo. Por otro lado, porque se cambia para que estaba destinado o se le da otra función diferente a la que estaba destinada la estructura, o también cuando a esta estructura se añade carga para lo cual no esta diseñado; o por último por que la estructura a finalizado su ciclo de servicio la cual generan un riesgo para las personas y estas requieren de manera urgente su rehabilitación. (Flores, 2013)

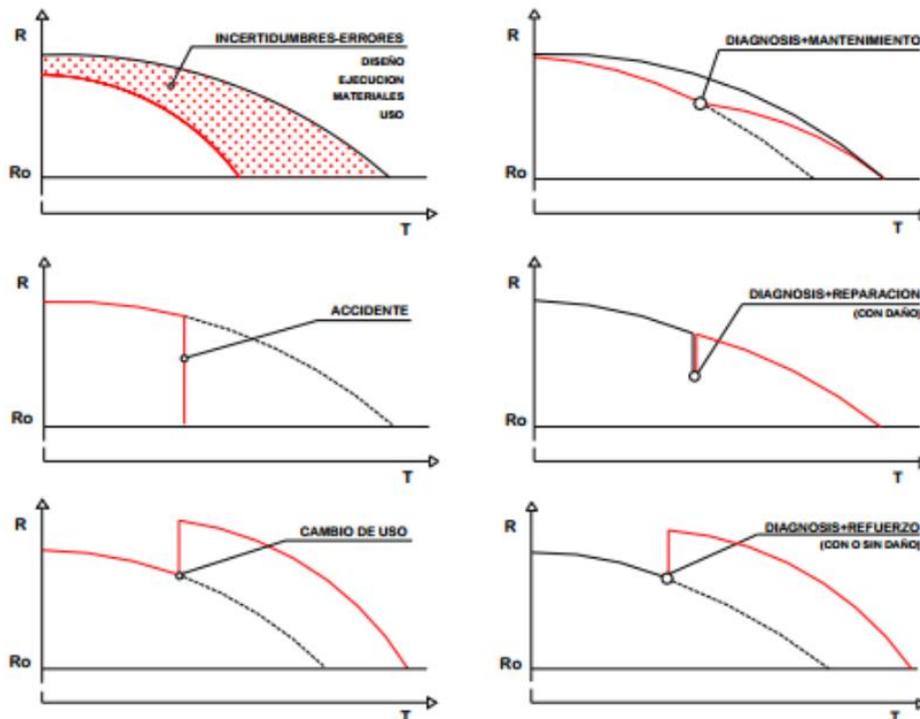
Por lo general la mayoría de las edificaciones que se construyen se proyectan con un determinado tiempo de vida útil, esto significa que las estructuras tienen un tiempo finito en el cual serán habitados o brindarán servicio. De alguna manera esto está sujeto a los factores externos del medio ambiente y de su forma de mantenimiento ya que si no se tiene en consideración esto podría afectar directamente en la reducción de su desempeño y vida útil. (Gil, 2014)

Es muy frecuente la intervención de las edificaciones que han sido construidas con antelación, esto para preservarlo, sustituir o amplificar la capacidad de resistencia de estas. Según el tipo de estructura o problema detectado la intervención que se podría realizar en la estructura podría ser de diagnóstico, mantenimiento, reparación, refuerzo, y sustitución como es el caso de esta investigación. (Rio, 2018)

Las razones para intervenir una edificación que está construida son varias: problemas patológicos, errores de cálculo y diseño, errores de ejecución, mala calidad de materiales, degradación de materiales por el medio ambiente, mal uso o mantenimiento, remodelaciones o reutilizaciones y causas fortuitas, como terremotos, huracanes, fuego, explosiones, etc. (Rio, 2018)

Figura 1

Causas de intervención tipos de intervención posibles



Nota: Rio (2018)

Actualmente se observa que, en todos los campos de la construcción civil, estamos obligados a generar recursos de calidad para que se mejoren en los posteriores proyectos que se realicen. Tales proyectos como; puentes, edificaciones, presas, saneamiento. Esto más aun en los materiales, que estos cumplan los estándares de calidad y de esta forma las construcciones que se realicen puedan brindar seguridad en las estructuras cuando estas se construyen e incluso podrían brindar seguridad durante todo el tiempo de su vida útil. (Iñapi & Terrones, 2020)

El Perú tiene cuatro zonas sísmicas que se han logrado obtener en base al historial de sismos que han sucedido en nuestro país. Por esta razón podría pasar en cualquier momento un movimiento sísmico que podría atentar contra las vidas humanas y lo peor es que las estructuras que se han construido en su mayoría no están preparadas para soportar dichos movimientos, ya que estos se han construido con materiales muy deficientes sin tener en cuenta la calidad; y por otro lado estas construcciones realizadas no cumplen con el más mínimo indicado en el reglamento nacional de edificaciones, esto genera una incógnita ya que hay mucha carencia en el tema de reforzamiento de estructuras de concreto armado que son los elementos estructurales que soportan la mayor parte de cargas cuando viene un sismo y las transmiten al suelo en caso de tener deficiencias estas deberían estar reforzadas. (Iñapi & Terrones, 2020)

1.2 Definición del problema

1.2.1 Problema general.

¿Qué es la metodología de apuntalamiento con cedula 40 para demolición de columnas en la Universidad Nacional de Moquegua – 2021?

1.2.2 Problemas específicos.

¿Cómo serán los esfuerzos que actúan en los puntales de Acero cedula 40 para el apuntalamiento de vigas que conectan a la columna a demolerse?

¿Cómo serán los esfuerzos de la viga que conectan a la columna a demolerse?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo general.

Describir la metodología de apuntalamiento con cedula 40 para demolición de columnas en la Universidad Nacional de Moquegua – 2021.

1.3.2 Objetivos específicos.

Calcular los esfuerzos que actúan en los puntales de Acero cedula 40 para el apuntalamiento de vigas que conectan a la columna a demolerse

Calcular los esfuerzos de la viga que conectan a la columna a demolerse

1.4 Justificación

El Perú es uno de los territorios que está ubicado dentro de una zona altamente sísmica, y las construcciones informales, en especial aquellas que están construidas de manera inadecuada con materiales deficientes, no cuentan con planos, y esto

viene a ser uno de los principales motivos de las pérdidas humanas y pérdidas económicas ante la llegada de un sismo. (Belizario, 2017)

En cuanto a la preservación de edificaciones de patrimonio cultural, durante toda la vida útil estos han sido afectados por los desastres naturales como los terremotos. Y preservarlos es un gran desafío para todos. Y por ende es muy importante protegerlos contra la peligrosidad del sismo. La evaluación total de daños y vulnerabilidades que presentan en este tipo de estructuras toma un papel clave en el reconocimiento de todas las estrategias para su conservación y estabilización de estructuras que tiene un grado considerable de daño. (Cevallos, 2022) Estos se podrían preservar con un buen método de sostenimiento para la reparación de elementos estructurales dañados.

La mayoría de los inmuebles con el pasar de los años presentan diferentes tipos de deterioros, esto se mitiga de manera fácil si se tiene plan de prevención de obra, pero esto no sucede. Por otro lado, la gran cantidad de edificaciones en especial las edificaciones que son declarados como interés nacional, estas no cuentan con un idóneo mantenimiento preventivo y por lo general se espera una solución de estos deterioros de modo curativo. Son varias las causas para realizar y utilizar un apuntalamiento. Estas causas son: movimientos sísmicos, cargas excesivas y edificaciones parásitas, asentamientos de los suelos, problemas de cimentación, humedad y deficiencia en los materiales. (Montoya, Jaramillo & Lopez, s.f.)

Las edificaciones destinadas para la educación que se encuentran localizadas en zonas de alta sismicidad y con deterioro aparente de los elementos

estructurales debe ser inspeccionadas y analizadas de manera periódica. (Flores, 2019)

Ante la necesidad de conocer alternativas que cambien esa situación, en cierto modo, el futuro de las personas, tanto por el lado de la seguridad debido al riesgo que se someten al permanecer en estructuras que presentan patologías en su estructura con amenazas de desplome, esto sumado a la informalidad en la construcción y los constantes sismos que azotan la ciudad, generan un impacto negativo en la sociedad. Es por ello que en esta investigación se plantea una solución mediante un método de sostenimiento con puntales de acero C-40 para la reparación de elementos estructurales que soportan cargas, en especial las columnas que son la columna vertebral de la edificación.

Uno de los grandes desafíos para el reforzamiento y rehabilitación de edificación de concreto es una correcta elección de una técnica de reforzamiento que mejore las propiedades de la estructura.

El material que se plantea para la presente investigación son los puntales cedula 40 de espesor de 4" que tienen un soporte vertical de más de 50 toneladas cada una. Durante la reparación de las columnas se realizarán monitoreos de las deflexiones que podrían sufrir los elementos estructurales como las vigas y losas.

Así mismo, se analizó los esfuerzos que actúan en cada unidad de puntal, verificando en todo momento que estos esfuerzos productos del peso de la edificación que estos soportan durante la demolición estén dentro de los límites de resistencia del material. También se determinará mediante un cálculo la cantidad de puntales necesarios sostenimiento durante la reparación de la columna.

1.5 Alcances y limitaciones

1.5.1 Alcances.

En el trabajo de investigación se realizó una metodología de apuntalamiento con cedula 40 donde se estudió el comportamiento de este sistema de sostenimiento y también el comportamiento de la estructura.

1.5.1.1 Social.

Desde el punto social, las viviendas que presenten peligro para las personas que la habitan serán reparadas mediante una metodología de apuntalamiento donde se repararan de una manera segura. Estas estructuras aumentaran su resistencia ante las fuerzas de gravedad y los sismos. Esto brindará a las personas mayor confianza, seguridad, habitabilidad y confort.

1.5.1.2 Ambiental.

Desde el punto de vista ambiental, se sabe que en todo el mundo, el medio ambiente se ve afectado por los desechos de la actividad humana y los procesos que él realiza,

Al diseñar una metodología para la demolición no será necesario demoler toda la estructura; solo se demolerán aquellos elementos estructurales importantes que están comprometiendo a la estructura. Esto reducirá la cantidad de escombros y contribuirá de alguna manera el cuidado del medio ambiente.

1.5.1.3 Económico.

Desde el punto de vista económico, este sistema será menos costoso porque no se demolerá toda la estructura. En la estructura solo se demolerá, con previa evaluación, los elementos que comprometen a la estructura, esto ayudara que las

personas recuperen sus estructuras sin destruirlas por completo. Esto de alguna forma se ahorrará en la demolición y construcción total, ya que se ha visto que no todos los elementos estructurales comprometen a la estructura en conjunto. También aumentara la seguridad y funcionalidad de la estructura por más tiempo.

1.5.2 Limitaciones.

En esta investigación se encontró como limitación en los materiales y equipos a usar porque no hubo suficientes tubos C-40 como para realizar los trabajos de manera rápida y eficiente.

También hubo una limitación por declaración de emergencia por pandemia COVID-19 por parte del estado peruano. Lo cual hubo una limitación tanto en recursos y logística para la ejecución de este trabajo de investigación (Larijo, 2021).

1.6 Variables

1.6.1 Variable independiente.

Metodología de apuntalamiento con cedula 40

1.6.1.1 Definición conceptual.

sistema compuesto por una determinada cantidad de puntales C-40 que actúan en conjunto que están destinados al sostenimiento, por lo general provisional de la estructura. (Construmatica, 2021)

1.6.1.2 Definición operacional.

la variable será analizada mediante el análisis estructural con los puntales colocados que se realizará en la estructura del “bloque G” de la edificación de agroindustrial donde se determinara la cantidad de puntales cedula 40 a utilizar.

1.6.2 Variable dependiente.

Comportamiento de viga

1.6.2.1 Definición conceptual.

Son los esfuerzos y deformaciones que sufre la viga durante la aplicación de cargas.

1.6.2.2 Definición operacional.

La variable se analizará mediante el análisis estructural de la edificación.

1.6.3 Operacionalización de variables.

Tabla 1

Cuadro de operacionalización de variables

Variab	Relación entre variables	Dimensión	Indicador	Tipo de variable	
Metodología de Apuntalamiento con C-40	independiente	Cantidad de puntales	Cantidad	adimensional	Numérica Continua
		Esfuerzos en los puntales	Fuerza	Tonnef	Numérica Continua
			Área	m2	Numérica Continua
			Deformación	mm	Numérica Continua
			Esfuerzo	Tonnef/m2	Numérica Continua
			Esfuerzo máximo	Tonnef/m2	Numérica Discreta

Tabla 2

Cuadro de operacionalización de variables

Variables	Relación entre variables	Dimensión		Indicador	Tipo de variable
Comportamiento de viga	dependiente	Esfuerzo en viga	Esfuerzos	Kgf/cm ²	Numérica continua
			Deflexión	mm	Numérica Continua

1.7 Hipótesis de la investigación

1.7.1 Hipótesis general.

La edificación no sufrirá daños estructurales con la aplicación de la metodología de apuntalamiento con cedula 40 para demolición de columnas en la Universidad Nacional de Moquegua – 2021

1.7.2 Hipótesis derivadas.

Los esfuerzos que actúan en los puntales C-40 para el apuntalamiento de vigas que conectan a la columna a demolerse, no superan su capacidad máxima o última.

Los esfuerzos que actúan en las vigas de concreto armado que conectan a la columna a demolerse no superan su resistencia última.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1 Antecedentes Internacionales.

En la ciudad de Guayaquil se considera una de los territorios que tienen más vulnerabilidad sísmica es por este motivo que las construcciones que se realicen sobre ella sean con códigos y normas. Las estructuras que no cumplan con las normas mínimas de diseño y construcción podrían derrumbarse o esto se podría salvar mediante reforzamiento. En Ecuador se ha estado aplicando reciente reforzamiento con estructuras metálicas, esto a ayudado a mitigar los problemas estructurales. (Abeiga, 2016)

Según López (2021), en su tesis: *“Evaluación de la capacidad remanente y de demolición de edificios de concreto reforzado con planta baja débil”*, el objetivo de esta investigación es evaluar la capacidad remanente y de demolición de edificios de pisos cuatro, seis y ocho niveles en la cual estos edificios están basados en marcos de concreto armado y muros de ladrillo o mampostería confinada en los niveles de la parte alta para que represente la planta baja débil, estos edificios fueron

diseñados con normas técnicas de sismo en sus ediciones 1976 y 2017. En esta se hicieron predicciones para analizar la capacidad remanente y demolición de columnas demuestran falla a flexión cortante, que con frecuencia se presentan en edificios no dúctiles. Los edificios se modelaron con un comportamiento no lineal para los muros siguiente a esto se realizaron análisis dinámicos no lineales utilizando 20 historias de aceleración registradas en la ciudad de México en el sismo del 19 de setiembre del 2017, en cuanto a su metodología es del nivel exploratorio y los resultados muestran que los edificios de NTC -1976 no poseen suficiente capacidad remanente ante eventos posteriores lo cual indica un alto nivel de demolición, caso contrario fueron los edificios que fueron diseñados con la NTC-2017 los cuales presentan capacidad de demolición ante eventos futuros.

Según Peirén (2011) en Rehabilitación estructural de un sector afectado por corrosión severa en vigas de entrepiso en una curtiembre, menciona un caso que ha ocurrido para que se evite las reparaciones ineficientes que pueden generar peligro para las personas, usando un sistema de apuntalamiento seguro por medio de 3 caños de hierro cedula 40 de cinco pulgadas de espesor, cuyos resultados sostienen que la empresa de la planta industrial solo querían reparar únicamente la viga pero comprendieron el peligro que representaba para sus operarios e inhabilitaron el fulón para que este fuera intervenido en su totalidad.

Según Piñeros y Fonseca (2019), en su tesis: “*Guía metodológica para el desarrollo técnico de demoliciones en estructuras de concreto mediante sistema mecánico*”. Tiene como objetivo principal presentar una guía técnica y metodológica donde se indica paso a paso el desarrollo y ejecución de este tipo de demolición donde se va a mostrar las maquinarias que se usaran, el personal

necesario, evaluación de riesgos, mitigación, y la correcta gestión y disposición de los residuos. Y concientizar a las empresas constructoras que tienen que ser responsables con el medio ambiente evitando al máximo su contaminación.

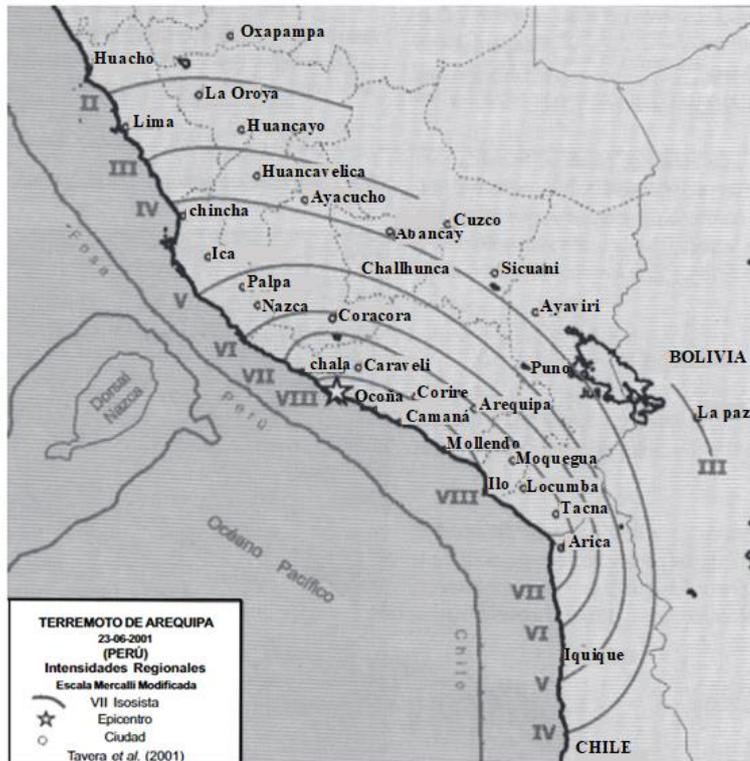
2.1.2 Antecedentes Nacionales.

En el sur del Perú el 23 de junio del año 2001 ocurrió un terremoto con una intensidad de VIII en una modificada escala de Mercalli la cual dejó un gran desastre en las construcciones de ese momento, las regiones más afectadas fueron Arequipa, Tacna y Moquegua. Asimismo, a las ciudades fronterizas como Arequipa e Iquique. (Tavera, Bufom, Bernal, Antayhua & Vilcapoma, 2001)

Este sismo es producto de un proceso denominado convergencia entre dos placas: la nazca y sudamericana. El epicentro fue localizado por la línea de costa al sur del Perú. Aprox. A 82 kilómetros al noroeste del territorio de Ocoña, en el departamento de Arequipa. Asimismo, del día 23 al día 30 del mes de junio se han detectado 305 réplicas de variadas magnitudes. Estos terremotos ocurridos son más significativos comparado con varios eventos de intensidad VII. (Silgado, 2001)

Figura 2

Mapa de intensidades del sismo del 23 de junio de 2001



Nota: Tavera, Bufom, Bernal, Antayhua & Vilcapoma (2001)

Figura 3

Principales Áreas afectadas en el sismo del 23 de junio de 2001



Nota: Tavera, Bufom, Bernal, Antayhua & Vilcapoma (2001)

Por esas razones en la ciudad de Moquegua las edificaciones construidas anteriormente sufrieron esos efectos en especial las construcciones de Adobe las cuales colapsaron. por qué estaban construidas en tierra no consolidada, no tenían una buena cimentación y además nunca se hizo un mantenimiento adecuado. (Jacay, Santos & Cruz, 2004)

Según Aguilar, Flores, Garcia, López y Pillaca (2020), en su tesis: “Análisis técnico-económico sobre la decisión de reforzamiento o construcción nueva de la estructura de un centro educativo”, brinda alternativas donde cambien la situación de diferentes centros educativos que en los últimos años se ha visto muy afectados por los sismos ocurridos en el país. Es muy importante saber si estos centros educativos puedan resistir sismos de grandes magnitudes y si necesitan un reforzamiento estructural para que tengan un buen compartamiento o se tendrá que demoler para un posterior reconstrucción con las nuevas normas de diseño sísmoresistente. El objetivo general de proyecto es encontrar la mejor opción óptima a dos alternativas: la primera a la demolición para luego realizar la construcción o a la segunda que es solamente el reforzamiento de la estructura en donde se evaluará la vulnerabilidad sísmica y los costos en ambas alternativas. La metodología se hará una evaluación del sistema estructural de los centros educativos que están construidos con la norma del año 1997 y se analizarán las fallas que han tenido en los recientes sismos ocurridos en el Perú. Y se concluye que el cierre alternado de paños con albañilería muestra una mejor respuesta.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Concreto.

Es una combinación dosificada adecuadamente, que tiene un componente aglutinante (cemento), un elemento disolvente (agua) y un elemento consistente (agregado fino y grueso), que mediante la unión provoca reacción de sus enlaces químicos e ingresa a un estado de endurecimiento. Esto sucede principalmente con la mezcla del líquido y el componente aglutinante. La resistencia que se quiera lograr es producto de la proporcionalidad que se le da a los componentes. Asimismo, esta puede contener en su mezcla, adiciones y fibra. Por otro lado, en algunos casos se añade aire a la mezcla para que pueda durar en zonas de temperatura baja. Se usa principalmente en el sector de la construcción simples y complejos, estos últimos se requiere de un diseño especial. (Duran, 2018)

2.2.1.1 Trabajabilidad.

Es la facilidad que se tiene para el transporte del concreto, en su estado saturado de agua, que va a influir en el procedimiento de mezclado, transporte y colocación. (Choque, 2021)

2.2.1.2 Segregación.

La segregación sucede cuando los componentes del concreto se separan en su estado fresco o con contenido de humedad, Asimismo, esta disgregación de estos componentes no es parejo, ya que estos tienen diferentes densidades, como por ejemplo se puede mencionar la piedra chancada que suele separarse de los componentes del concreto. Por otro lado esto se tiene que controlar adecuadamente

ya que si es demasiado afectaría directamente a la resistencia del concreto. (Choque, 2021).

2.2.1.3 Consistencia.

La consistencia se refiere principalmente a la rigidez o al proceso de humectación de la composición, que esta relacionada con el aumento del agua adicionada al proceso que implica la combinación. Este se controla a Trávez del ensayo del cono de abrams. (Choque, 2021)

2.2.1.4 Resistencia.

Es la capacidad del concreto para que soporte cargas externas durante la fase de endurecimiento, esta se puede medir mediante el ensayo de compresión. Asimismo para este ensayo se necesita tres testigos cilíndricos de 100 mm de diámetro y 200 mm de altura la cual será ensayada a los 28 días generalmente. (Choque, 2021)

Tabla 3

Tolerancias de tiempo para realizar el ensayo de compresión

Edad de Ensayo	Tolerancia de tiempos permisibles	
	horas	%
24 h	+ - 0,5	+ - 2.1
3 d	+ - 2,0	+ - 2,8
7 d	+ - 6,0	+ - 3.6
28 d	+ - 20,0	+ - 3,0
90 d	+ - 48,0	+ - 2,2

Nota: Instituto Nacional de Calidad (2013)

2.2.1.5 Exudación.

Esto ocurre cuando los componentes del concreto, en especial lo que tienen mayor peso suelen irse abajo o descender del concreto. Lo que lo contrario con el liquido ya que este tiene una menor densidad y esta tiende a subir provocando una

concentración de agua superficial en donde esta zona tendrá menor resistencia.
(Choque, 2021)

2.2.1.6 Durabilidad.

Es la capacidad tiene ante la acción de la intemperie, que es la consecuencia daño progresivo que ocurre durante su vida útil. (Choque, 2021)

2.2.1.7 Impermeabilidad.

Es una propiedad que tienen los concretos para oponerse algunos liquido no puedan pasar su estructura, esto es relativo ya que mediante otros procedimientos se puede mejorar esta propiedad. (Choque, 2021)

2.2.1.8 Elasticidad.

Es cuando un material puede variar su forma y volver a su estado inicial. Este comportamiento sucede en el concreto, pero es mínimo y depende de ciertos parámetros. (Choque, 2021)

2.2.1.9 Contracción.

Sucede cuando en el concreto disminuye la cantidad de agua por el proceso de evaporización que es producto por alteración del porcentaje de la humedad y también por las temperaturas elevadas del medio ambiente. Esto se puede controlar mediante el proceso de curado del concreto. (Choque, 2021)

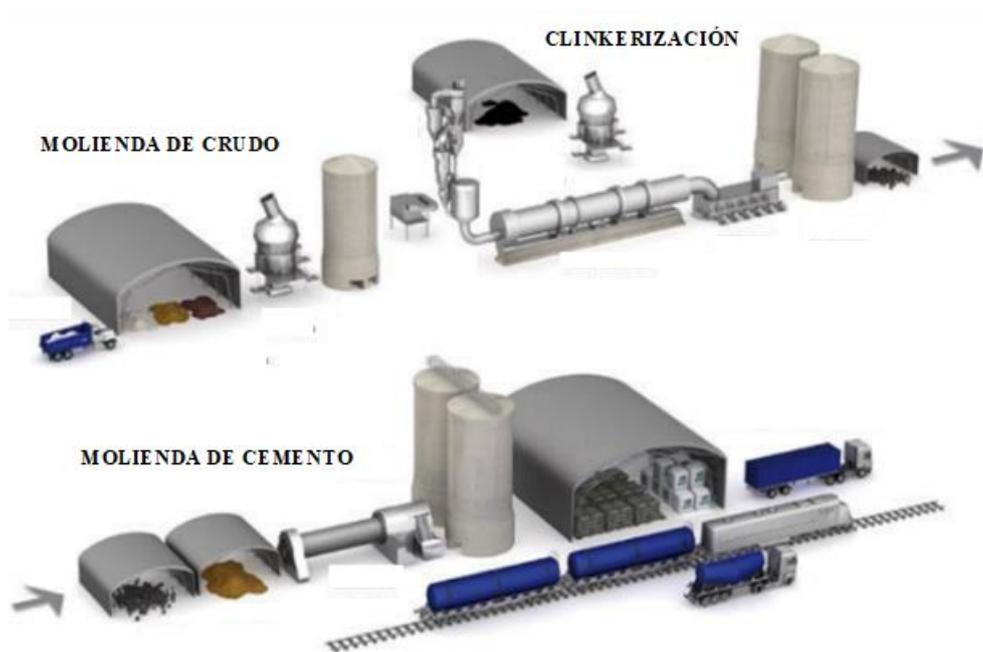
2.2.2 Cemento portland.

De acuerdo con la Norma Técnica Peruana NTP 334.009, indica que el cemento Pórtland es un tipo de pasta hidraulico que se ha producido con la trituración del

clinker que esta compuesto principalmente sustancias como silicatos de calcio hidraulico y que ademas esta esta incluida de manera general una o más de las formas sulfatos de calcio como la insercion durante la molienda, esto quiere decir: que cemento portland es igual a clinker portland mas el yeso. El cemento portland es un polvo que es muy fino y ademas de color verdoso. Al mezclarlo con una pequeña cantidad de agua se crea como una especie de mas o pasta que es muy plastica y que se puede moldear y despues fragua y endurece, en este ultimo proceso recibe grandes resistencias y demasiada durabilidad. (Torres, 2004)

figura 4

Proceso de fabricación del cemento



Nota: Gordillo & Escobedo (2015)

2.2.2.1 El Clinker Pórtland.

Es un material de forma de bolas o piedras con un semiacabado de colores cercanos al negro con tamaños variables de 3/4 “ aproximadamente, que se obtiene de la quema y calcinacion de mezclas de productos calcáreos y tambien arcillosos en

cantidades adecuadas, hasta que llega a una fusión incipiente (clinkerización) a una temperatura de 1450 °C. Esta constituida de manera química por elementos como silicatos de calcio, aluminatos de calcio, fierro aluminato de calcio y otros en bajas proporciones, las que se forman con la mezcla de óxido de calcio (CaO) con los demás óxidos: dióxido de silicio (SiO₂), óxido de aluminio (Al₂O₃) y óxido férrico (Fe₂O₃). El producto clinker portland desciende su temperatura de manera rápida y luego se almacena en lugares anchos al aire libre. El cemento portland es un material compuesto con un fino polvo de un color verdoso. Cuando se mezcla con agua forma una masa o pasta que es muy plástica y que se puede moldear para que luego frague y se endurezca para que adquiera una gran resistencia y una gran durabilidad. (Aguilar & Briones, 2015)

2.2.2.1.1 Componentes del cemento.

Silicato tricálcico, este le brinda una inicial resistencia y es responsable del calor de hidratación.

Silicato dicálcico, es el que le dará la resistencia en un periodo largo. Asimismo, esta no tiene mucha responsabilidad en el calor de hidratación.

Aluminato tricálcico, es un elemento que produce una especie de catálisis en las reacciones químicas de los silicatos y genera una violenta en el fraguado del concreto. Para retardar este proceso, se tiene que agregar el material yeso para la elaboración del cemento.

Alumino-Ferrito tetracálcico, genera cambios en el tiempo que ocurre en la hidratación. Asimismo, también va a de manera no principal en el calor de hidratación.

Componentes menores, potasio, manganeso, titanio y óxidos de manganeso.

(Rondón, 2018)

Tabla 4

Requisitos químicos del cemento

COMPOSICION QUIMICA	TIPO DE CEMENTO				
	I	II	III	IV	V
Dióxido de Silicio, (SiO ₂), %, mín.	-	0,0 (C, D)	-	-	-
Oxido de Aluminio, (Al ₂ O ₃), %, máx.	-	6,0	-	-	-
Oxido Férrico, (Fe ₂ O ₃), %, máx.	-	6,0 (C, D)	-	6,5	-
Oxido de Magnesio, (MgO), %, máx.	6,0	6,0	6,0	6,0	6,0
Trióxido de Azufre, (SO ₃), %, máx. (A)					
Cuando (C ₃ A) ≤ 8 %	3,0	3,0	3,5	2,3	2,3
Cuando (C ₃ A) > 8 %	3,5	(B)	4,5	(B)	(B)
Pérdida por Ignición, %, máx.	3,0	3,0	3,0	2,5	3,0
Residuo Insoluble, %, máx.	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
Silicato Tricálcico, (C ₃ S), %, máx. (E)	-	-	-	35(C)	-
Silicato Dicálcico, (C ₂ S), %, mín. (E)	-	-	-	40(C)	-
Aluminato Tricálcico (C ₃ A), %, máx. (E)	-	8	15	7(C)	5(D)
Alumino-ferrito tetracálcico, más dos veces el aluminato tricálcico (C ₄ AF+2(C ₃ A)) ó Solución sólida, (C ₄ AF + C ₂ F), como sea aplicable, %, máx.	-	-	-	-	25(D)

Nota: Comité técnico de normalización de cementos, cales y yesos (2005)

2.2.2.2 Tipos de cementos.

Tipo I, estos cementos son para ser usados de manera global, las cuales no van a necesitar de cualquier otro tipo las propiedades especiales.

Tipo II, estos cementos se usan de manera común. Asimismo, estos se utilizan cuando se quieren un moderado calor de hidratación y también una moderada resistencia a los sulfatos.

Tipo III, este tipo de cemento se usa mayormente cuando se necesita de grandes resistencias iniciales.

Tipo IV, se usa principalmente cuando en el concreto se desea un inferior calor de hidratación.

Tipo V, este tipo de cemento se usa cuando en el concreto se requiere una gran resistencia a los sulfatos. (Choque, 2021)

2.2.2.3 Cementos adicionados.

Rondón (2018), según a la norma ASTM-C-595-00, indica que sobre las particularidades de los cementos adicionados, los cuales tienen, escoria y puzolanas que cambian el funcionamiento en conjunto, entre estos se tiene:

Tipo IS, es un tipo de cemento que se le ha agregado porcentajes de 2.7 a 70 por ciento en peso de escoria de alto horno

Tipo ISM, es un tipo de cemento que se le ha agregado porcentajes inferiores a 25 por ciento en peso de escoria de alto horno.

Tipo IP, es un tipo de cemento que se le ha agregado porcentajes que están comprendidos entre 15 y 40 por ciento en peso de puzolana.

Tipo PM, es un tipo de cemento que se le ha agregado porcentajes inferiores al 15 por ciento en peso de puzolana.

2.2.3 Agregado.

Se conceptualiza a los agregados como los materiales que no tienen vida o inertes que están dentro del concreto la cual están por un cemento pastoso para formar una mezcla resistente. Asimismo, éstas ocupan en promedio el 65 % del total de volumen del concreto y además la gran mayoría de las propiedades mecánicas de este concreto dependen de los agregados. (Huincho, 2013)

2.2.3.1 Agregado fino o arena.

El agregado fino es un material que proviene de rocas o piedras descompuestas por erosión natural o en algunos casos de forma artificial, estos agregados finos traspasan por el tamiz 9.5 mm, que es un tamiz normalizado y asimismo, cumple con los límites de la NTP 400.037 Rondón (2018)

2.2.3.2 Agregado grueso.

Dentro de estas forman parte las rocas graníticas, dioríticas y sieníticas, estas pueden ser naturales que serían zarandeadas o artificiales que serían chancadas. Estos materiales se encuentran en las orillas de ríos o yacimientos naturales. (Rondón, 2018). Este agregado se retiene en tamiz 4.75 mm (número cuatro), el cual es un tamiz normalizado. (Instituto Nacional de Calidad, 2013)

2.2.4 Elementos estructurales.

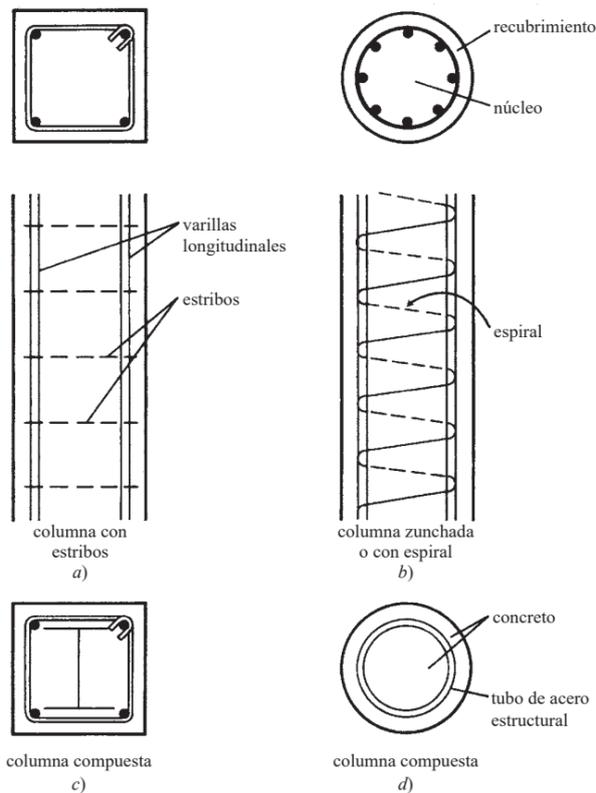
2.2.4.1 Columna.

Son elementos verticales que trabajan a compresión son las columnas que forman los pórticos estructurales y sirven de apoyo a las vigas para transmitir las cargas de los niveles superiores a la cimentación. Se tiene que tener cuidado con las columnas ya que su fallo en zonas críticas puede provocar el colapso de forma progresiva de los niveles concurrentes para por último el colapso total de toda la estructura. Por esta razón existe un factor de reducción de resistencia ϕ para elementos que trabajan a compresión las cuales son menores a los correspondientes a flexión, cortante y torsión. (Alvaro, Pineda & Ventura, 2004).

Es un elemento estructural que va a resistir fuerzas en compresión, pero como esta va de forma vertical y soporta las cargas provenientes de vigas y losas por ese motivo también va a soportar sollicitaciones de corte, flexión y torsión. (Morales, 2013)

Figura 5

Tipos de columnas



Nota: McCormac & Brown (2011)

2.2.4.1.1 Las columnas de concreto se clasifican de la siguiente manera:

Pedestales o bloques cortos a compresión: es cuando la altura del miembro vertical a compresión es menor que tres veces su dimensión lateral más pequeña

Columnas cortas de concreto reforzado: Es cuando un miembro es un poco robusto y presenta poca flexibilidad y esta presenta falla del material inicialmente.

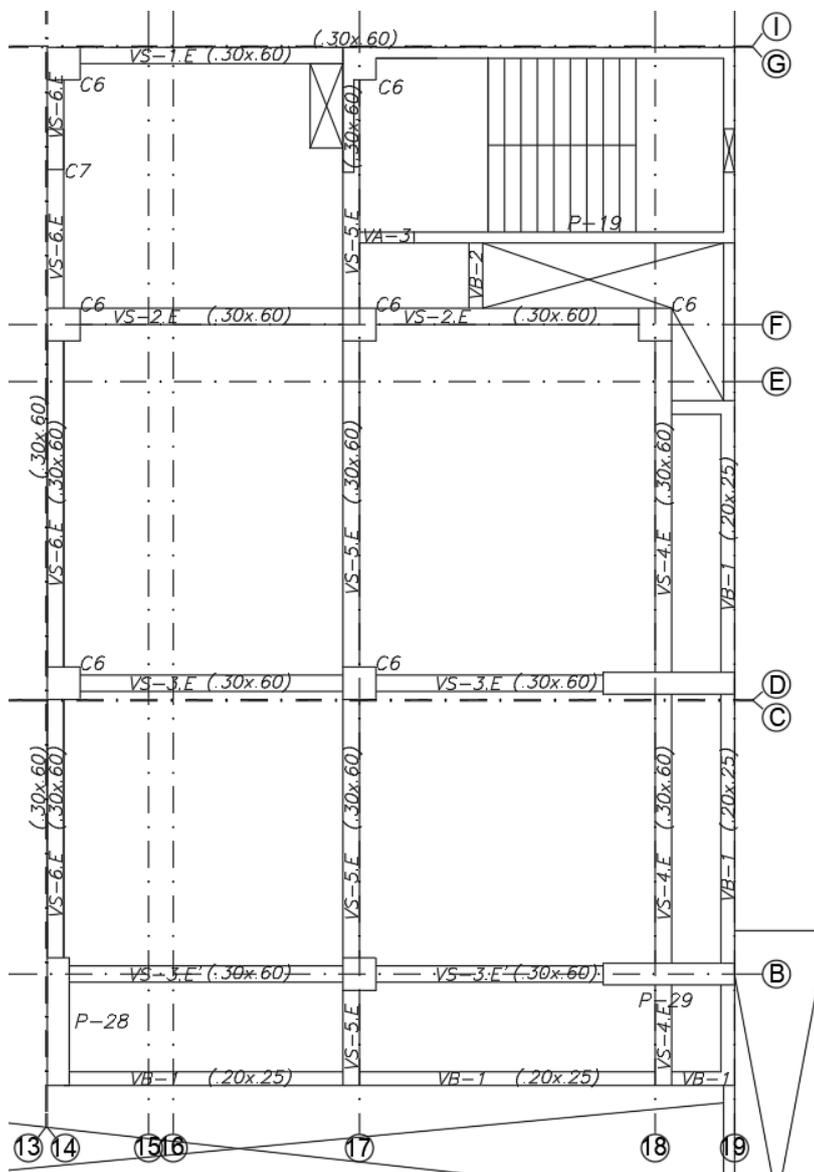
Columnas largas o esbeltas de concreto reforzado: columnas con mayores deformaciones flexión y momentos secundarios. (McCormac & Brown, 2011)

2.2.4.2 columna a estudiar.

La columna que se va a reparar es una columna que se encuentra ubicado en el Bloque E eje 17-D del semisótano, que según el ensayo de diamantina tiene resistencias muy bajas.

Figura 6

Plano de encofrado sótano

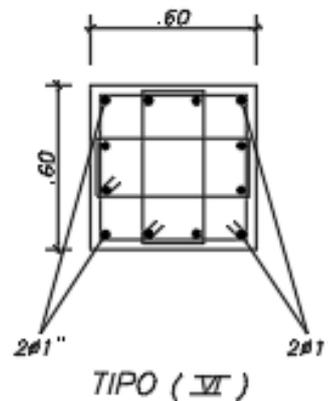


2.2.4.2.1 Sección de columna.

La columna es una sección cuadrada de 0.60x0.60 m y tiene refuerzo longitudinal: 4 varillas de 1" y 8 varillas de 3/4"; y refuerzo transversal de: 3/8".

Figura 7

Sección de columna C-6 de sección 0.60x0.60 m



2.2.4.3 Vigas.

Las denominadas vigas que se encuentran en los entrepisos de cada nivel son elementos que cumplen una función estructural ya que estos transmiten las cargas de todos los pisos a las columnas o elementos verticales resistentes. Estas vigas de entrepiso a su vez se clasifican en vigas principales y vigas secundarias. Las vigas principales son las que de alguna manera pertenecen al sistema resistente a cargas laterales, esta también son las que van a llevar las cargas tributarias que provienen de las losas y las vigas secundarias para transmitirlo en forma directa a las columnas, donde están conectadas a mediante las uniones. En cambio las vigas secundarias son las que adquieren las cargas tributarias de las losas y las conducen a las vigas principales (Alvaro, Pineda & Ventura, 2004).

Es un elemento estructural transmisor de cargas exteriores transversales que generan fuerzas cortantes y momentos flexionantes en toda su distancia. (Park & Paulay, 1988)

Figura 8

Viga insitu facultad agroindustrial - UNAM

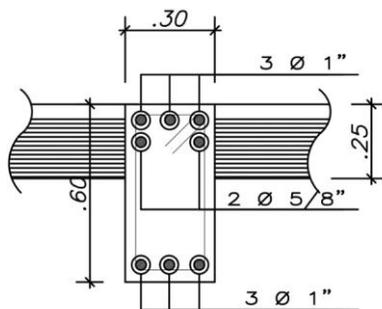


2.2.4.3.1 Viga de estudio.

Son 4 tramos de vigas que se van a apuntalar para la reparación de la columna, estas vigas tienen una sección rectangular, el peralte de la viga es de 60 cm y la base es de 30cm.

Figura 9

Sección de viga



2.2.4.4 Losas.

Una Losa de Concreto Reforzado: se considera una gran placa que tiene forma plana y que generalmente es horizontal, y sus superficies tanto superior e inferior son

paralelas entre si. Según el sistema constructivo estas pueden estar apoyadas en vigas, muros del albañilería confinada, muros de concreto, es decir en elementos estructurales esto de forma directa en elementos verticales como columnas y en el terreno de manera continúa. La existencia de las losas hacen que sea posible la presencia de pisos y techos en una edificación. Estas losas desde un punto estructural tienen dos principales funciones: la primera es la que esta ligada a las cargas de gravedad, una que es la transmisión el peso propio, la sobrecarga y a veces muros y tabiques y otros elementos apoyados a las vigas. Y la segunda esta mas relacionado a las cargas de sismo ya que genera un unidad en la estructura, para que esto genere un comportamiento uniforme en cada nivel, esto dara como resultado que las columnas y muros tengan una deformacion uniforme en cada nivel o piso. (Alvaro, Pineda & Ventura, 2004)

Son componentes estructurales que reciben carga muerta y también carga viva, por esta razón es de suma importancia el calculo para que no se tenga deflexiones. la luz que se tiene y esta se considera entre sus apoyos va a determinar la altura o el peralte de la losa, ya sea aligerada o maciza. (Romero, 2014)

Figura 10

losa aligerada semisótano bloque G



2.2.5 Características de la estructura.

Según los planos de arquitectura, el centro educativo profesional está conformado por bloques separados por juntas sísmicas, cada bloque se encuentra estructurado por columnas de diferentes formas, dependiendo de la capacidad actuante en dichas columnas. El sistema de la edificación es de muros estructurales. El apuntalamiento se realizar en el bloque E.

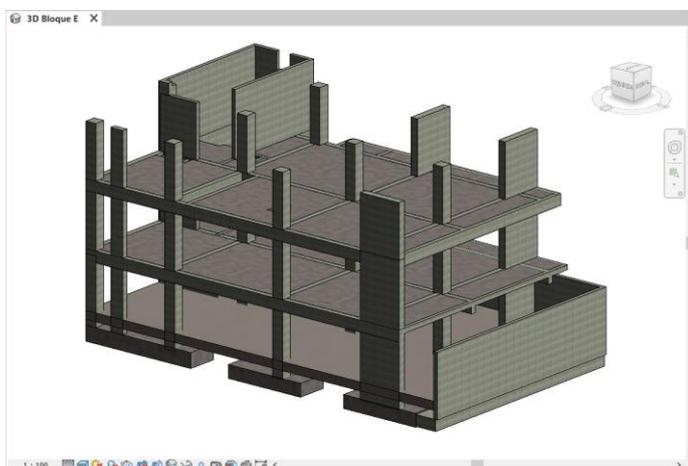
Figura 11

Vista área de bloque en estudio



Figura 12

Vista 3D del bloque E



2.2.5.1 Ensayo resistencia a la compresión.

Este ensayo se realiza con la aplicación de una carga de compresión axial a concretos moldeados cilíndricamente o a testigos de concreto extraídas con diamantinas, esta compresión axial es a una velocidad que esta según norma en un rango prescrito a medida que va ocurriendo la falla. Y su resistencia a la compresión de la muestra se calcula por el cociente de la fuerza máxima alcanzada hasta su rotura y el área que es un promedio de la sección de la muestra. (Siancas, 2020)

Tabla 5

Ensayo a compresión de núcleos

Bloque	Eje	Elemento	Fecha de extracción	Fecha rotura	Diámetro	Área	Carga	f'c
E	17-D	C-6	5/12/2020	15/12/2020	7,52	44,41	7823	176
E	17-D	C-6	5/12/2020	15/12/2020	7,49	44,06	5524	125
E	17-D	C-6	5/12/2020	15/12/2020	7,48	43,94	7875	179
							Promedio	160

Figura 13

Ensayo de compresión de testigo de diamantina



Las mediciones que se tienen son propiedades físicas y por lo general se usan en los diseños de estructuras, este está dado en kilogramos por centímetro cuadrado. (Siancas, 2020)

2.2.5.1.1 Normas usadas.

ASTM C 39M: Método de prueba estándar para la resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto.

NTP 339.034: Método de ensayo normalizado para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto, en muestras cilíndricas.

2.2.5.2 Ensayo de diamantina.

Es un tipo de ensayo que consiste en la extracción de testigos cilíndricos de concreto. Esto quiere decir que se extraen de estructuras que ya han sido construidas. Asimismo, estos son llevados a laboratorio para realizar la rotura a compresión y así encontrar la resistencia del concreto de la estructura existente. (Siancas, 2020)

Figura 14

Zonas de extracción de diamantinas



2.2.5.2.1 Normas usadas.

ASTM C 42 M-13: Método normalizado de ensayo para la obtención de especímenes perforados y vigas aserradas de concreto.

NTP 339.059: Método de ensayo para la obtención de corazones diamantinos y vigas cortadas de hormigón.

La cantidad de testigos que se extrajeron en el ensayo de diamantina fueron 3, estos se sacaron de las partes más desfavorables de la columna.

Figura 15

Especímenes extraídos mediante el ensayo de diamantina



Según la norma NTE. E060 Concreto Armado, en el ITEM 5.6.5 “Investigación de los resultados de ensayos con baja resistencia”, Señala que, si se confirma la posibilidad que el concreto sea de baja resistencia, deben realizarse ensayos de núcleos (testigos perforados). Estos núcleos extraídos deben ser ensayados después de 48 horas y antes de los siete días. Además, señala que el promedio de los núcleos tiene que ser por lo menos del 85 % de f'_c y cada núcleo no tiene que tener una resistencia menor a 0,75 % de f'_c .

Tabla 6

Valores mínimos aceptables por núcleo según norma NTE E.060

Testigo	Eje	Elemento	75% f'c	85% f'c	f'c
1	17-D	C-6	158	179	176
2	17-D	C-6	158	179	125
3	17-D	C-6	158	179	179
Promedio					160

Como se puede observar en la tabla, el testigo 2 no cumple con lo recomendado en la norma ya que arroja 125 kg/cm² pero según la norma mínimo es de 158 kg/cm². Asimismo, el promedio de los testigos arroja 160 kg/cm² pero según la norma esta no tiene que ser menor a 179 kg/cm². Por lo tanto, según la norma indica que estas deberán ejecutarse pruebas de carga o adoptar otras medidas, en este caso, según la supervisión de adoptó demolerlas.

2.2.6 Apuntalamiento de estructura con C-40.

2.2.6.1 Descripción del sistema de apuntalamiento.

El sistema de sostenimiento es un sistema mediante puntales de acero; estos puntales de acero son de cédula 40. El diámetro de cada uno de los puntales es de cuatro pulgadas; la longitud de cada puntal es de tres metros que en sus extremos lleva planchas para no causar punzonamiento a la estructura. Asimismo, estos tubos de acero tienen una capacidad de soporte horizontal de 10 toneladas y vertical de 100 toneladas y se adecuan al proyecto debido a la gran capacidad de soporte que poseen.

Estos tubos C-40 serán colocas en el área tributaria de la columna y/o placa es decir irán colocadas en las vigas del semisótano y primer nivel (ya que estas son

las que soportan las losas), y estarán espaciadas a cada 0,70 m de longitud según el análisis estructural realizado.

Figura 16

Sistema de apuntalamiento con tubo de acero C-40 vista frontal



Además, se colocó soporte a las losas del semisótano (área tributaria) con puntales DOKA; que es un tipo de puntal que en combinación de las viga H20 (DOKA) se usa para el encofrado de losas aligeradas y macizas. Con esto se logrará asegurar el sistema de apuntalamiento y cumple con los estándares requeridos por las especificaciones técnicas.

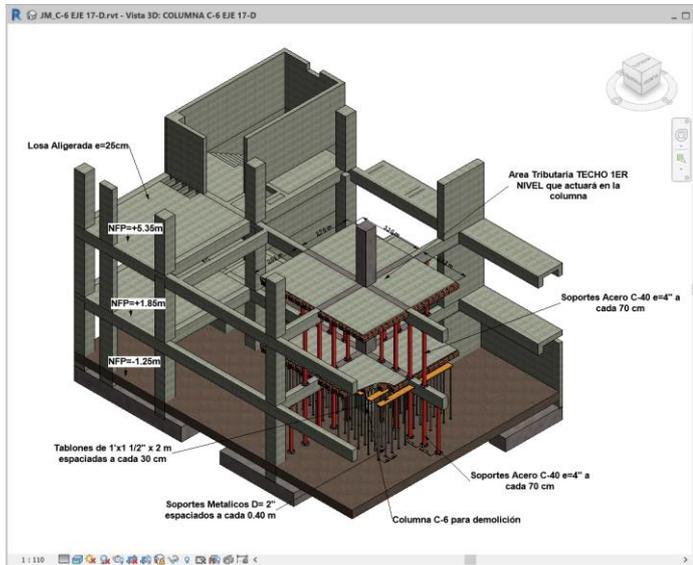
Figura 17

Sistema de apuntalamiento con tubo de acero C-40 vista lateral



Figura 18

Estructura bloque E 3D, y puntales

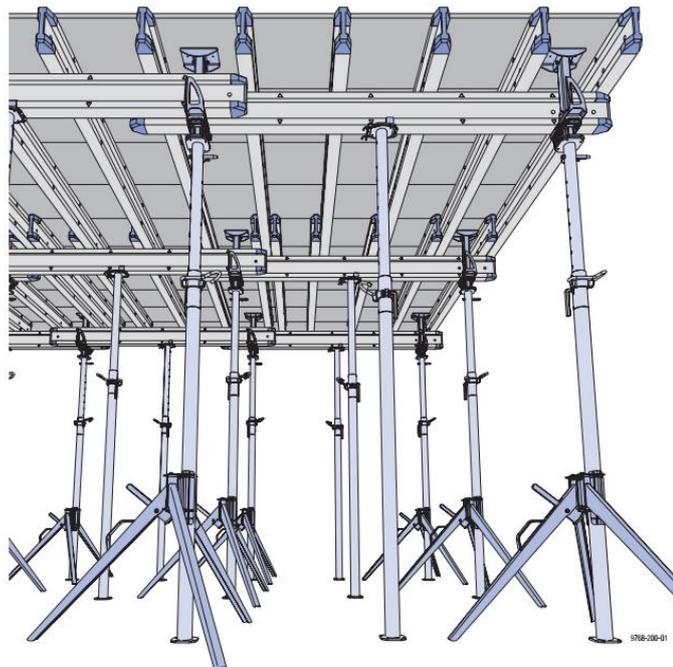


2.2.6.2 Sistema DOKA.

Es sistema de encofrado que está hecho para forjados y losas (Doka Xtra), el sistema manual con lógica de desencofrado. (Doka, 2021)

Figura 19

Sistema de encofrado Doka



2.2.6.3 Puntales Doka Eurex.

Los puntales del sistema Doka, son puntales que han sido homologados según la 1065, estas tienen grandes capacidades de carga pudiendo soportar pesos de 2 a 3 toneladas. Asimismo, cuando los puntales se usan como apuntalamiento auxiliar la capacidad de carga aumenta en 1 tonelada por puntal. (Doka, 2021)

Figura 20

Puntales Doka y viga H



2.2.7 Procedimiento de colocación.

2.2.7.1 Compactación.

La compactación se realiza hasta que el suelo quede firme y no haya asentamientos que pudiesen balancear al puntal de acero.

Figura 21

Compactación de terreno



2.2.7.2 Colocación y aseguramiento de puntal C-40 en vigas.

La colocación del puntal C-40 de 4" será de tal forma que la viga descansa sobre el puntal y se tiene que realizar de manera cuidadosa y a la vez verificar el distanciamiento sea según calculado, que en este caso es de 0.70 m. Por otro lado, la cantidad de puntales también será de acuerdo al cálculo. Asimismo, también se tiene que verificar su verticalidad con la ayuda de la plomada. El puntal en sus extremos cuenta con un ajustador rotatorio, este deberá se ajustado correctamente apenas se haya puesto en su posición correcta.

Figura 22

Colocación de puntales de acero C-40



2.2.7.3 Colocación de puntales Doka en losas.

Se colocarán puntales Doka para reforzar el apuntalamiento, estos se colocarán debajo de las losas de tal forma que estos estén soportando el peso durante la reparación de la columna. La separación es de estos puntales será las especificaciones técnicas del sistema Doka, en este caso fue de 1m.

Figura 23

Colocación de puntales doka

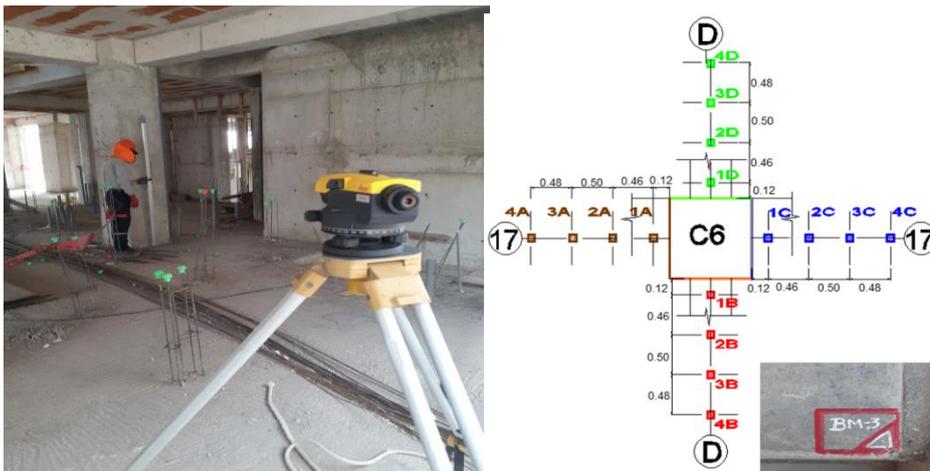


2.2.7.4 Control de deflexiones en las vigas.

Durante todo el proceso se realizó el control de deflexiones de las vigas más críticas que son las que están soportadas en la columna a repararse, este monitoreo de deflexiones se realizó durante todo el proceso de reparación de la columna. Estas tomas de medidas se realizaron a una distancia adecuada.

Figura 24

Toma de medidas



2.2.7.5 Demolición de columna.

En esta etapa se realiza la demolición de columna la cual será toda la luz libre de la columna, es decir será de lomo de la viga de cimentación y fondo de viga.

Asimismo, esta demolición se realiza de empezando por la base y finalizando por la parte superior, por otro lado, se tendrá mucho cuidado con los aceros ya que estos se limpiarán más adelante para ser utilizados. Y finalmente se dejará una abertura pequeña en la losa la cual servirá para vaciar la nueva columna.

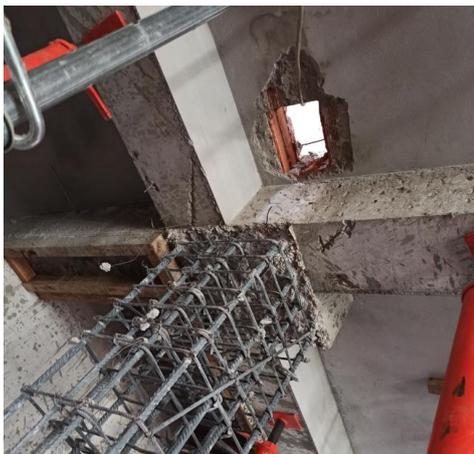
Figura 25

Demolición de columna



Figura 26

Ventana en techo para vaciado de concreto



2.2.7.6 Encofrado de columna.

En encofrado se realizará de la misma forma que se ha estado encofrando todas las columnas del proyecto, con fenólicos y con sujeción de espárragos y tuercas,

asimismo apuntalado con puntales metálicos. Pero con la diferencia de que tendrá una abertura a 1.50m y en la parte superior del encofrado para evitar que el concreto no se segregue en el fondo o base del encofrado por causa de la altura de vaciado.

Figura 27

Encofrado de columna Bloque E

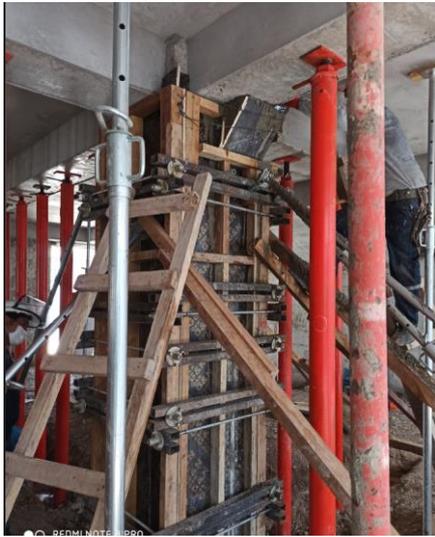


2.2.7.7 Vaciado de columna, desencofrado y curado.

El concreto para la nueva columna tendrá una resistencia superior al diseño inicial para asegurar la calidad de la reparación. El vaciado de la columna se realizara mediante boguies y valdes, se primer vaciado se realiza por la ventana que se dejo a 1.50 metros para luego de terminado se realizará el respectivo sellado para luego proseguir el vaciado por la ventana 2 que esta en la parte superior, este se vació desde un nivel superior. Pasado las 12 horas se procede al desencofrado y durante los 7 días se realiza el curado.

Figura 28

Vaciado de columna C-6



2.2.8 Cargas.

2.2.8.1 Medrado de cargas.

Carga muerta por peso propio: son cargas provenientes del peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques, y otros elementos que forman parte de la edificación y/o se consideran permanente.

2.2.8.2 Propiedades físicas y mecánicas.

Los siguientes materiales han sido considerados en el presente estudio:

Concreto

Módulo de Poisson : $\mu = 0.20$

Módulo de Elasticidad : $E_c = 15000\sqrt{f_c}$

Peso Unitario del Concreto : 2400.0 Kg/m³.

Resistencia a la Compresión

Vigas y columnas de Pórticos : $f'_c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$.

Losas aligeradas : $f'c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$.

Losas macizas : $f'c = 210.0 \text{ Kg/cm}^2$.

Acero

Acero Corrugado ASTM 615 Grado 60 : $f_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo de Elasticidad del Acero : $E = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

Propiedades del suelo

Se considerarán los siguientes datos del suelo

Tipo de cimentación : Cimentación conectada y cimientos corridos

Estrato de apoyo a la cimentación : Suelo arenoso, Limoso

Parámetros de diseño para la cimentación

Profundidad de cimentación : 1.50 m.

Presión admisible : 1.80 Kg/cm^2

Agresión del Suelo : Baja, Utilizar cemento portland tipo I

2.2.8.3 Cargas de análisis.

Cargas Muertas:

Peso propio elementos de concreto armado = 2400 Kg/m^3

Peso propio de muros portantes = 1800 Kg/m^3

Peso propio de losa aligerada en un sentido ($h=25$) = 350 Kg/m^2

Peso propio piso terminado = 100 Kg/m^2

Peso de materiales (encontrados)

= 100 Kg/m²

2.2.9 Tubería cédula 40.

La tubería Cédula 40 Tubos de alta presión (SCH40) fabricado con acero al carbono de calidad estructural, utilizando el sistema de soldadura por resistencia eléctrica por inducción de alta frecuencia longitudinal (ERW).

Tabla 7

Propiedades físicas de la tubería de acero C-40

Resistencia Mecánica (kg/cm ²)	Resistencia Mecánica (Psi)	Punto de fluencia (kg/cm ²)	Punto de fluencia (Psi)	Elongación % min
4200	60000	2460	35000	30-35

Nota: Manta (2021)

Tabla 8

Propiedades geométricas de acero C-40

D. interior (pulg)	D. exterior (mm)	D. exterior (pulg)	Espesor (mm)	Espesor (pulg)	Presión (kg/cm ²)	Presión (lb/pulg ²)	Peso (kg/mts)
1/2"	21.30	0.84	2.77	0.10	49	700	1.27
3/4"	26.70	1.05	2.87	0.11	49	700	1.68
1"	33.40	1.31	3.38	0.13	49	700	2.50
1 1/4"	42.20	1.66	3.56	0.14	91	1300	3.38
1 1/2"	48.30	1.90	3.68	0.14	91	1300	4.05
2"	60.30	2.37	3.91	0.15	176	2500	5.44
2 1/2"	73.00	2.87	5.16	0.20	176	2500	8.62
3"	88.90	3.50	5.49	0.21	176	2500	11.29
4"	114.30	4.50	6.02	0.23	155	2210	16.07
5"	141.30	5.56	6.55	0.25	137	1950	21.78
6"	168.30	6.62	7.11	0.28	125	1780	28.26
8"	219.10	8.62	8.18	0.32	110	1570	42.53
10"	173.00	10.70	9.27	0.36	101	1430	60.29
12"	323.00	12.75	10.31	0.40	94	1340	79.65
14"	355.60	14.00	11.13	0.43	92	1310	94.55

Nota: Manta (2021)

2.2.9.1 Cedula 40.

La cédula 40 se elabora con el acero al carbon la cual tiene calidad estructural, estan se distinguen mucho por que en su estructura no cuentan con costuras, ya que se obtiene por una soldadura de estas con la resistencia electrica ya sea por induccion de alta frecuencia longitudinal. Esta tuberia cedula 40 esta elaborada mediante soldadura en laminado rolado la cual puede ser en frio o en caliente, con variedades grados de acero para ofrecer diferentes calidades para usos muy especificos, como es el caso de tuberia mecanica, de conduccion petrolera y tambien de pared delgada. La cedula 40 tiene perfiles que son comerciales tanto en forma y fabricacion le dan cualidades que son utiles que se usen en el sector de la construccion. El denominado tubo cedula 40 hace referencia a una medida para el grosor del tubo que forma de alguna manera parte de una tuberia. Esto a su vez, la tuberia cedula va a depender del uso que se le vaya a dar a la tuberia. Como tambien el material que transportara, la intesidad y tambien la frecuencia para su dicho transporte. (Atsa, 2020).

2.2.9.1.1 Usos de la tuberia cédula 40.

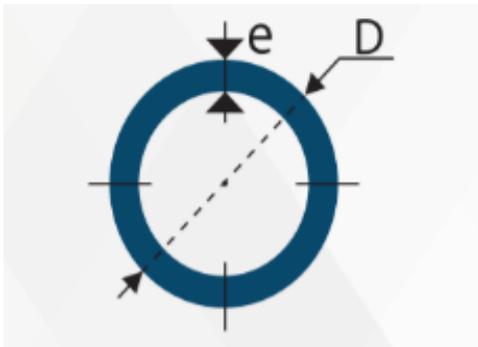
Para los usos de la tuberia cédula 40 debido a sus características es apto para que sea utilizado en una variedad de elementos estructurales como son las columnas, vigas, cercas. Esto en cualquier otra aplicación donde sea necesario para la resistencia y fiabilidad con las que cuentan las secciones tubulares. Tambien cabe indicar que estas tuberias cedula 40 son muy buenos en la conduccion de fluido a alta presion ya sea de agua, petroleo, aire presurizado y fuidos corrosivos. (Atsa, 2020).

2.2.9.2 Cálculo del área de la sección tubular.

Para el cálculo se realiza según las especificaciones del material, en este caso es para una tubería cedula 40 de 4" que según las especificaciones técnicas tiene un soporte vertical de 100 toneladas y horizontal de 10 toneladas.

Figura 29

Sección tubular del puntal



Nota: Manta (2021)

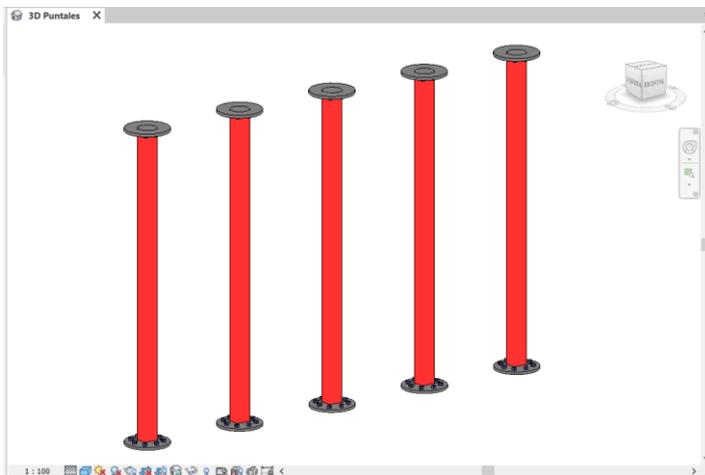
Tabla 9

Área de la sección C-40 de 4" de diámetro

Diámetro ext (cm)	Diámetro int (cm)	espesor (cm)	Área (cm²)	Presión (kg/cm²)	fuerza (kg)
11.43	10.23	0.602	20.48	4200	86016

Figura 30

Tubería C-40



2.2.9.3 Cálculo de la cantidad de tubos C-40 a usar para el apuntalamiento de cada columna C-6 según resistencia del puntal.

El cálculo a realizarse es usando un equivalente de la capacidad de soporte de carga de la columna de concreto con la del Acero C-40 usando todas las características mecánicas de este último material.

Los asentamientos que pudieran suceder serán mínimos y se despreciara, porque se usara un sistema que contrarrestara estos efectos ya que se colocara una plancha de espesor considerable a fin de que no se cizalle por la presión del tubo que ejercerá en este, esta plancha se colocara en los extremos del tubo C-40.

2.2.9.3.1 Consideraciones para el cálculo.

Columna de concreto de 0.60x0.60, resistencia:

$$f'c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

fluencia del acero corrugado:

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Columna de 0.60x0.60 con 4 barras corrugadas de 1" y 8 barras corrugadas de 3/4"

$$\#barras_{3/4} = 8 \text{ und}$$

$$\#barras_1 = 4 \text{ und}$$

$$D_{3/4} = \frac{3}{4} \text{ in}$$

$$D_1 = 1 \text{ in}$$

$$A_s = \#barras_{3/4} * \pi * \frac{(D_3)^2}{4} + \#barras_1 * \pi * \frac{(D_1)^2}{4} \dots\dots\dots [Ecuación 1]$$

Donde:

#barras= número de barras (en Und)

D = diámetro (en m)

$A_s = 0.004 \text{ m}^2$

$A_g = b * h$

$A_g = 0.36 \text{ m}^2$

2.2.9.3.2 Cálculos.

Entonces el peso máximo que soporta:

$$P_{max} = 0.85 * f'c * (A_g - A_s) + f_y * A_s \dots\dots\dots [Ecuación 2]$$

Donde:

P_{max} = fuerza (en kg)

$f'c$ = esfuerzo de compresión del concreto (en kg/cm²)

A_g = área de sección de columna (en cm²)

A_s = área de sección del acero (en cm²)

f_y = fluencia del acero (en kg/cm²)

$P_{max} = 816600 \text{ kgf}$

Asumiendo factor de seguridad: 2 (factor mínimo)

$$S = 2$$

entonces:

$P_{real} = 408300 \text{ kgf}$

Evaluando cantidad de puntales necesarios para soportar un peso equivalente:

Para Tubería sin costura cédula 40 de 4 pulg.

$$A = \pi * \frac{(D)^2}{4} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 3}]$$

Donde:

A = área (en cm²)

D = diámetro (en cm)

Dexterno = 4.5 in

Dinterno = 4.27 in

$$A = \pi * \frac{(\text{Dexterno})^2}{4} - \pi * \frac{(\text{Dinterno})^2}{4}$$

A = 10.22 cm²

Cantidad de tuberías

$$N = \frac{\text{Preal}}{A * f_y} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 4}]$$

Donde:

N = Numero (en und)

f_y = fluencia del acero (en kg/cm²)

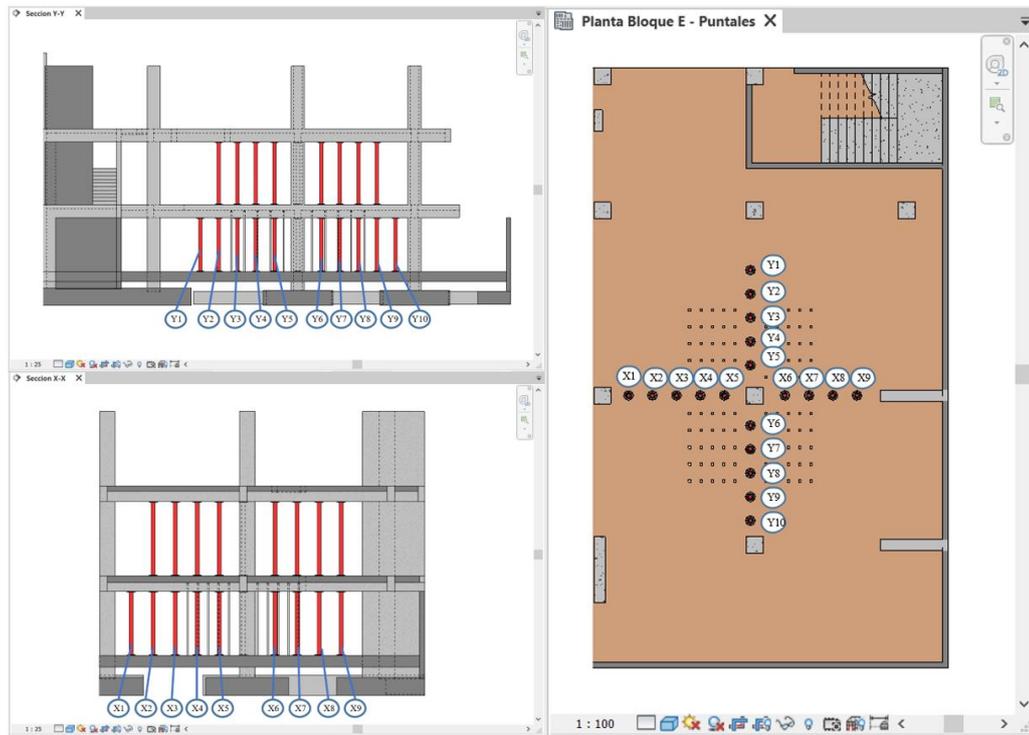
A = diámetro (en cm²)

$$N = \frac{408300 \text{ kgfl}}{10.22 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

N = 9.47 ≅ 10 und

Figura 31

Numeración de puntales

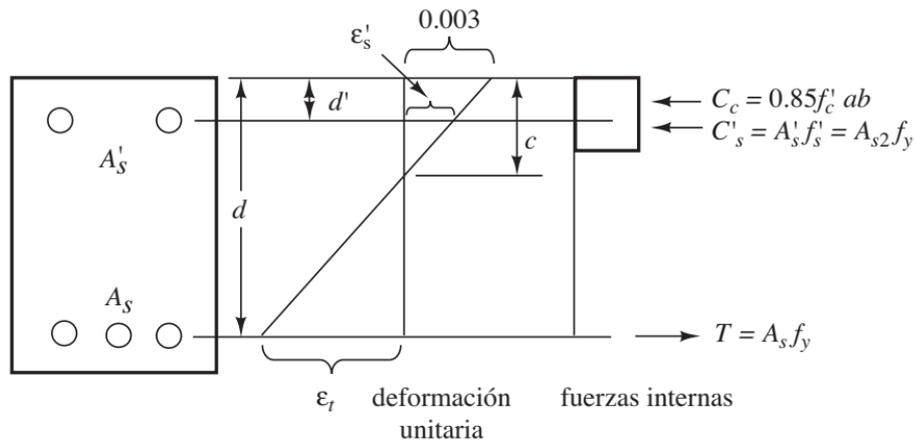


2.2.10 Cálculo de momento que soporta la viga.

Se realizará el cálculo del momento máximo que soporta según los aceros de la sección, antes de eso se verificara si es una sección simple o doblemente reforzada.

Figura 32

Fuerzas y deformaciones unitarias internas para viga rectangular doblemente reforzada



Nota: McCormac & Brown (2011)

2.2.10.1 Consideraciones para el cálculo.

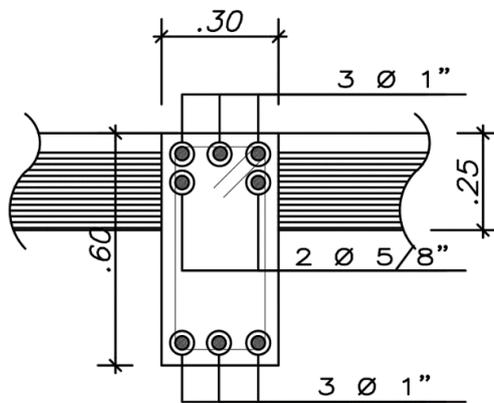
Viga de VS-5. E 0.30x0.60, resistencia:

$$f'c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

fluencia del acero corrugado:

Figura 33

Sección viga Corte 1-1



$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$d = 52.96 \text{ cm}$$

$$dt = 54.73 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{max}}} = 19 \text{ cm}^2$$

Verificación si es simple o doblemente armada:

Deformación límites:

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$$\epsilon_{ty} = \frac{f_y}{E_s} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 5}]$$

Donde:

ϵ_{ty} = deformación unitaria

f_y = fluencia de acero (en kg/cm²)

E_s = Modulo de elasticidad del acero (en kg/cm²)

Dexterno = 4.5 in

Dinterno = 4.27 in

$$\epsilon_{ty} = \frac{4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{2.1 \times 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

$$\epsilon_{ty} = 0.002$$

Para concreto de 210 kgf/cm²

$$\beta_1 = 0.85$$

Cálculo del área de acero máximo

$$\rho_{\max} = \frac{51 \cdot \beta_1 \cdot dt \cdot f'_c}{40 \cdot d \cdot (500 \cdot \epsilon_{ty} + 3) \cdot f_y} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 6}]$$

Donde:

ρ_{\max} = cuantía máxima

β_1 = adimensional

dt = peralte fibra extrema (en cm)

d = peralte efectivo (en cm)

f'_c = esfuerzo de compresión (en kg/cm²)

ϵ_{ty} = deformación unitaria

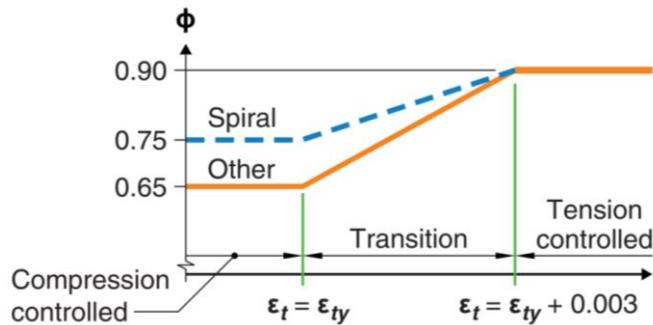
$$\rho_{\max} = 0.014$$

$$A_{S_{\max}} = 22.24 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, es una sección simplemente armada ya que A_s no supera A_{smax} y este se encuentra dentro de la zona controlada por tracción.

Figura 34

Grafica para sección controlada por tensión



Nota: ACI (2019)

Cálculo de “a”

$$a = \frac{A_s x f_y}{0.85 x f'_c x b} \dots\dots\dots [Ecuación 7]$$

Donde:

a = altura de esfuerzo de Whitney (en cm)

A_s = área de acero (en cm²)

f_y = esfuerzo de fluencia (en kg/cm²)

f'_c = esfuerzo de compresión (en kg/cm²)

b = ancho de viga (en cm)

$$a = \frac{19\text{cm}^2 \times 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0.85 \times 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \times 30\text{cm}}$$

$$a = 14.90 \text{ cm}$$

Cálculo de “c”

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots [Ecuación 8]$$

Donde:

c = distancia de eje neutro (en cm)

a = altura de esfuerzo de Whitney (en cm)

β_1 = adimensional

$$c = \frac{14.90 \text{ cm}}{0.85}$$

$$c = 17.53 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} x d t - \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_t = 0.0064$$

$$\varepsilon_{ty} + 0.003 = 0.005$$

Como ε_t es mayor que $\varepsilon_{ty} + 0.003$ entonces se comprueba que si esta en la zona controlada por tracción.

Cálculo de momento nominal

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots [Ecuación 9]$$

Donde:

M_n = momento nominal (en ton m)

A_s = área de acero (en cm²)

f_y = fluencia del acero (en kg/cm²)

d = peralte efectivo (en cm)

a = altura de esfuerzo de Whitney (en cm)

$$M_n = 36.32 \text{ ton} - \text{m}$$

Cálculo de momento ultimo

$$M_u = \phi * M_n$$

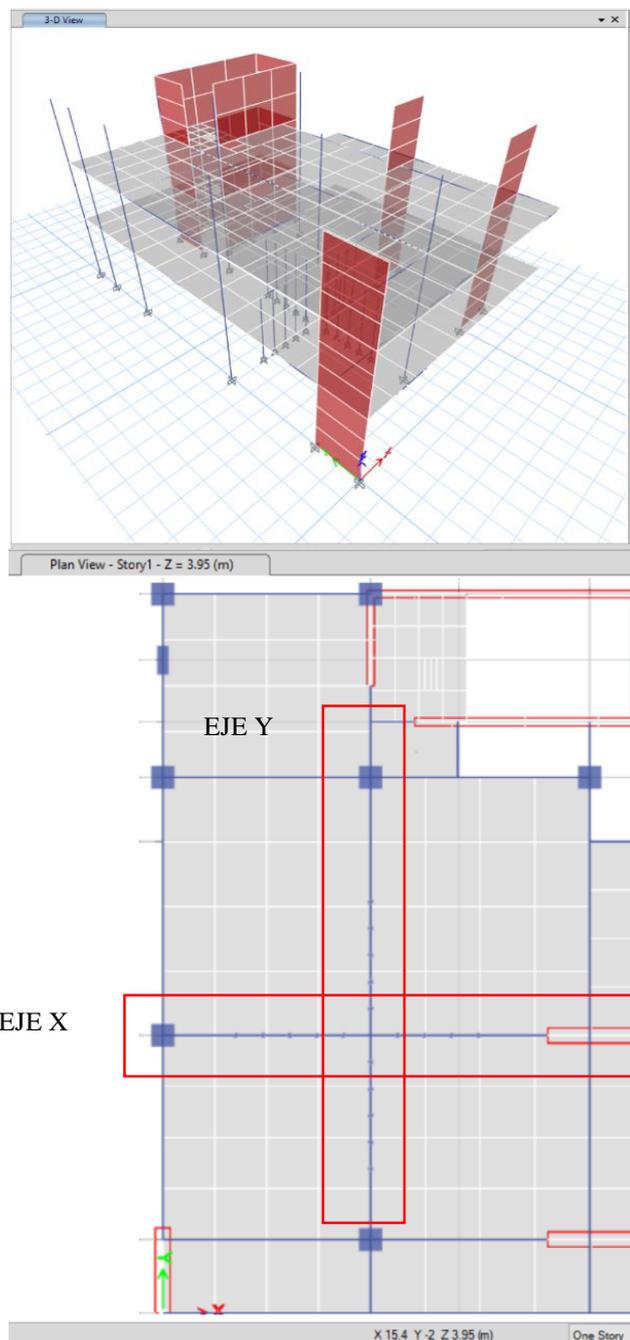
$$M_u = 32.685 \text{ ton} - \text{m}$$

2.2.11 Modelamiento de estructura.

El modelamiento se realizó de todos los elementos que comprendía la estructura, como: placas, columnas, vigas y losas. También se modelaron los puntales. Este modelado se realizó considerando lineamientos técnicos de las normas peruanas.

Figura 35

Modelo de estructura en ETABS



2.2.11.1 Esfuerzos que Actúan en los puntales.

Figura 36

Esfuerzos de compresión actuantes en los puntales

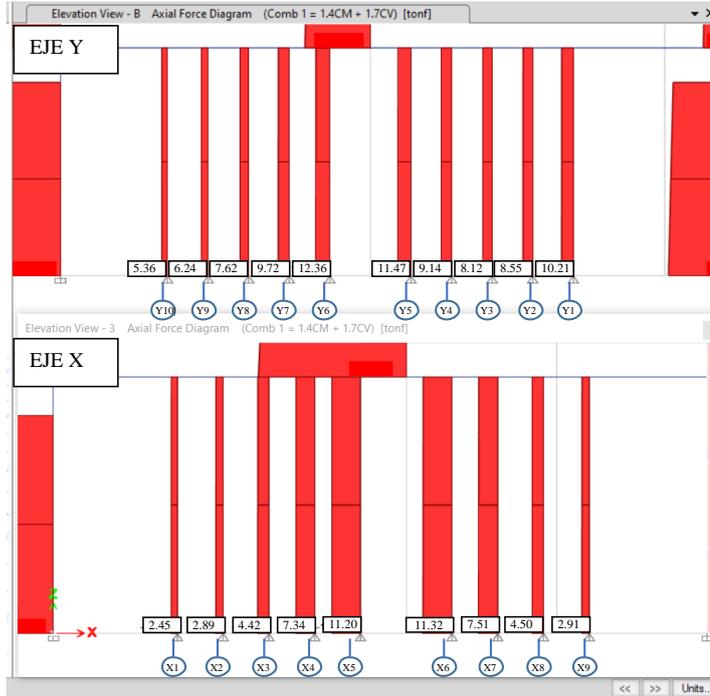
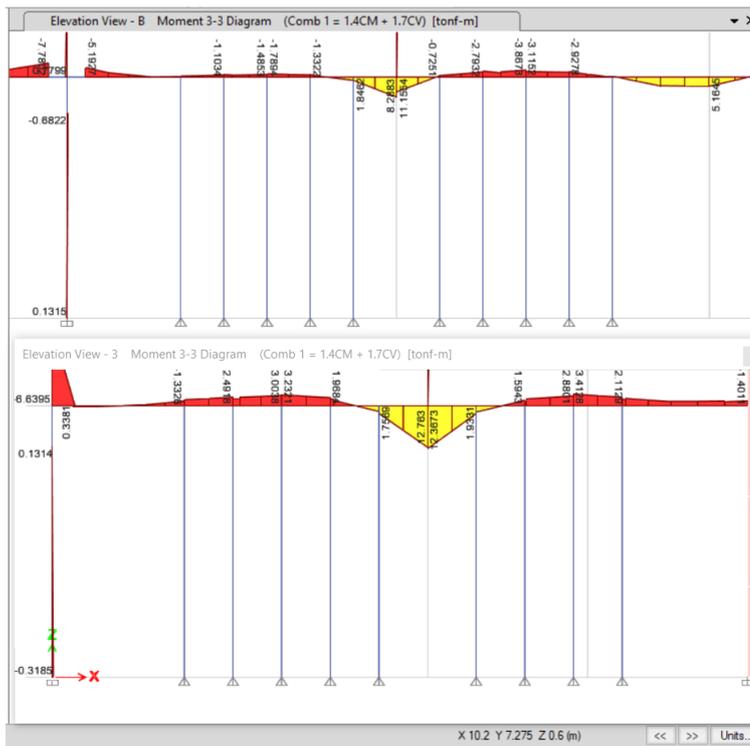


Figura 37

Momentos actuantes en las vigas



2.2.11.2 Cálculo de los desplazamientos en los puntales.

Cálculo de deformación máxima.

$$L = 3 \text{ m}$$

$$A = 20.48 \text{ cm}^2$$

$$P = 8.15 \text{ ton}$$

$$E = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \dots\dots\dots [\text{Ecuación 10}]$$

Donde:

σ = momento nominal (en ton m)

P = área de acero (en cm²)

A = fluencia del acero (en kg/cm²)

$$\sigma = \frac{P8.15 \text{ ton}}{20.48 \text{ cm}^2} = 3979.49 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E}$$

$$\epsilon = \frac{3979.49 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}}{2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.0001895 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\delta = \epsilon x L$$

$$\delta = 0.0001895 \frac{\text{m}}{\text{m}} x 3 \text{ m} = 0.56 \text{ mm}$$

$$\delta = 0.56 \text{ mm}$$

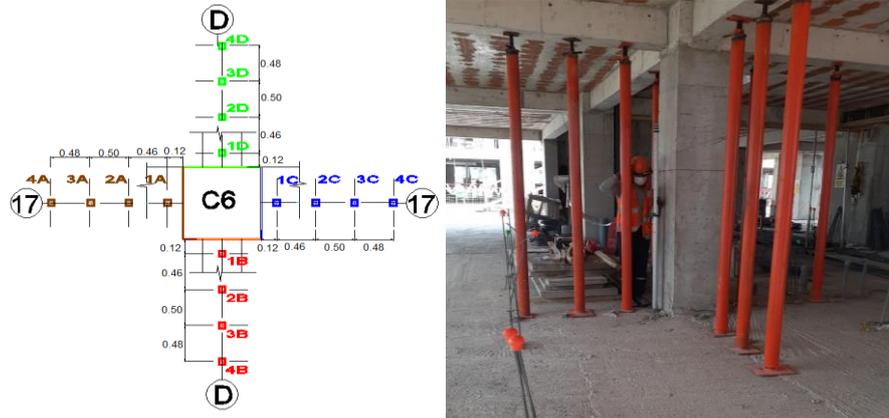
2.2.12 Control de deflexiones en viga.

Este control se realizó a las 4 vigas que llegan a la columna, donde se tomó cuatro medidas de altura a cada 50 cm a cada viga. Estas medidas se realizaron en el la

parte superior de cada viga y también en el fondo de viga para corroborar. Estas medidas se realizaron con el nivel electrónico y estación total.

Figura 38

Distancias donde se realizaron las medidas a las vigas que llegan a la columna C-6



2.2.12.1 Puntos de control.

Para tomar las medidas de altura se realizaron desde puntos de control, el punto de control usado para las tomas de todas las medidas es el BM-3, este punto tenía una elevación de 1384.577 m.s.n.m. y estaba ubicado en la esquina de la losa adyacente.

Figura 39

Punto de control BM-3 en esquina de losa



2.2.13 Tipos de intervención en estructuras.

2.2.13.1 Reforzamiento.

Guillermo & Silva (2019) indican que el reforzamiento se da por el incremento de secciones o la agregación de materiales frescos o nuevos que va a aumentar la

capacidad de resistencia de los elementos estructurales y también del conjunto de la estructura. Este tipo de reforzamiento se da por distintos motivos:

- Estructuras sin respaldo profesional y técnico : En la actualidad la autoconstrucción en la ciudad de Lima es de día a día. En donde según la CAPECO (Cámara Peruana de Construcción) nos indica que mas del 70 % de las casas son realizadas de una manera informal, esto quiere decir que estas viviendas no están respaldadas por un profesional que brinde aspectos técnicos mínimos necesarios para una construcción segura.
- Cambio de uso de la edificación: se da cuando a la estructura estaba diseñada para un fin como por ejemplo para la construcción de un hotel pero el dueño toma la decisión de cambiar el uso de la edificación. Al cambiar el uso esta pide un nuevo diseño de la estructura para que soporte los nuevos requerimientos pero no se realiza.
- Fallas en la fase de diseño y también en la construcción: en el diseño de la estructura podría haber fallos por parte de ingeniero estructural en el diseño de la estructura, asimismo también podría deberse a la calidad de la construcción que muchas veces se realiza con mano no calificada la cual esto va a desembocar que la construcción no sea de calidad, estos errores normalmente se reflejan por la aparición de hundimientos, fisuras y fallas localizadas.

2.2.13.2 Reparación estructural.

Guillermo & Silva (2019) señalan que para la reparación estructural se realizar la intervención sobre las fallas y fisuras en los elementos estructurales para restaurar

las propiedades que tenía inicialmente de resistencia después de que un sismo o un evento fuerte haya generado daños. Este tipo de reparación se da por dos motivos:

- Deterioro de materiales en el tiempo: Esto ocurre cuando se haya sospechado o se hayan ejecutado algunas evaluaciones de forma técnica para que nos permitan afirmar de manera más segura que el material está desgastado o deteriorado. Estos materiales son mayormente de concreto o también pueden ser de acero. Por lo general es el clima, principalmente por la humedad es la razón de este deterioro ya que oxida el refuerzo y reacciona químicamente con el concreto.
- Por eventos extraordinarios: esto sucede por que ocurre sismos de forma leve o mediano. También por la ocurrencia de incendios u otro evento de forma extraordinaria, es por estas razones la estructura requiere una intervención

2.2.13.3 Restauración.

Para la restauración es la intervención de una estructura que tienen como finalidad que se recupere las propiedades de arquitectura, pero sin restablecer las propiedades estructurales de resistencia mecánica. (Guillermo & Silva, 2019)

2.2.13.4 Rehabilitación.

La rehabilitación de una estructura es intervenir para que de nuevo esté en funcionamiento después de recibir el impacto ante un evento de gran magnitud o fuerte. Por lo general los sismos tienen intensidades de 8.1 a más la cual trae como consecuencia de que las viviendas afectadas están deshabitadas. Ante este hecho se va a requerir que la estructura tenga una rehabilitación total. (Guillermo & Silva, 2019)

2.2.14 Reforzamiento con fibra de carbono (CFRP).

2.2.14.1 Origen de la fibra de carbono.

El origen de la fibra de carbono empezó en el año 1956 en donde la empresa Union Carbide abrió un centro técnico de Parma a los exteriores de Celveland. Este complejo había sido considerado uno de los principales laboratorios de un programa que se dedicaba a la investigación. Ya en el año 1956, en este año el físico Roger Bacon había desarrollado en la historia las primeras fibras de carbono en el centro técnico de Parma. Este físico se encontraba realizando trabajos con un arco de carbono a elevadas temperaturas y también a elevadas presiones en la cual trataba de hallar el punto triple (esto es el equilibrio térmico que sucede entre el estado gaseoso, sólido y líquido de un elemento) del denominado “grafito”

Cuando el físico baja la presión en el arco, observa que el carbono estaba sufriendo un distinto cambio de la fase de vapor a la fase sólida, donde había formado un filamento muy fino o delgado. Realizó el hallazgo que estos filamentos eran solo una décima parte del diámetro de un cabello humano. Pero tenían la capacidad de doblarse ya que no eran frágiles o débiles.

Ya en la década de los 70 y 80, una empresa de origen japonesa denominada Toray realizaría la transformación de la fibra de carbono en un producto la cual tendría fines generales para la comercialización. La industria aeroespacial comercial había tomado provecho de las ventajas que ofrecía la fibra de carbono. El uso de las fibras de carbono que están basadas en poliacrilonitrilo con siglas en PAN esta se habría desarrollado ya en mayor escala y había empezado a tomar un rumbo de comercialización para productos como son los chalecos antibalas, aros de bicicleta,

cuerdas de pescar, neumáticos de autos, guantes de protección, etc. En la actualidad este producto se usa como material para la construcción civil. Ya en la construcción se usa para dos fines de trabajo para CFRP una es para reforzamientos y reparaciones de estructuras.

2.2.14.2 Propiedades de la fibra de carbono (CFRP).

2.2.14.2.1 Propiedades Físicas.

- Densidad: la densidad de los productos de FRP son de variación de entre 1.21 a 2.11 gramos por centímetro cubico la cual equivale a cinco veces menor que la conocida densidad del acero. Esta propiedad puede ser beneficiosa para la estructura ya que beneficia en temas de costo y también añade menos peso muerto a la estructura y también en temas de transporte es mas económico ya que no pesa.
- Los efectos de las grandes temperaturas. Esto va a depender del tipo de material a usar ya sea al tipo de resina, pero en la normalidad esta en la temperatura de 60 a 82 grados centígrados. En los materiales compuestos de FRP, las fibras de 32 que dan mejores características térmicas que la resina, puede seguir aguantando algunas cargas en la dirección longitudinal para luego alcanzar el umbral de temperatura en las fibras.

2.2.15 Hormigón reforzado con fibras de acero.

2.2.15.1 Los fundamentos de la eficacia del refuerzo de fibra.

En este capítulo se consideran aspectos relevantes del refuerzo con fibras para el comportamiento a compresión, tracción, flexión y cortante de los materiales a base de cemento. Se exploran las aplicaciones estructurales de SFRC mediante el uso de

estrategias experimentales y numéricas. El contenido de este capítulo se basa fundamentalmente en la investigación realizada en los programas de investigación relacionados con el hormigón armado con fibras de acero coordinados por el autor. (Barros, 2011)

Los beneficios que brinda la adición de fibras a los materiales a base de cemento provienen de los mecanismos de refuerzo que se desarrollan durante el proceso de arranque de las fibras después del inicio de la fisura, ya que en este proceso se disipa una cantidad considerable de energía. La fuerza de extracción máxima y la energía disipada durante el proceso de extracción de las fibras dependen de varios parámetros, como: propiedades mecánicas y características geométricas de las fibras, inclinación de las fibras, longitud de empotramiento de las fibras y propiedades del hormigón. La figura 16 y la figura 17 muestran que, en general, la fuerza máxima de extracción de la fibra y la disipación de energía aumentan con la inclinación de la fibra (hasta unos 30°); la existencia de mecanismos de unión, adhesión y anclaje de las fibras (tratamientos mecánicos y químicos); longitud de empotramiento de fibras; resistencia de la microestructura del material que rodea la fibra. (Barros, 2011)

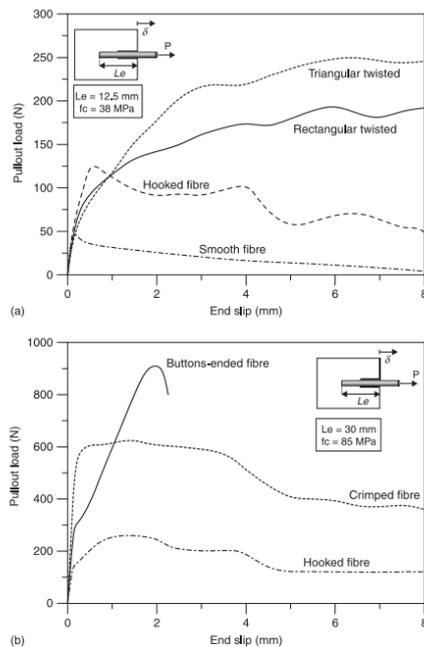
Sin embargo, si la ruptura de la fibra ocurre durante el proceso de extracción de la fibra, los beneficios que la adición de fibra puede brindar a los materiales a base de cemento pueden ser marginales, lo que indica que el tipo de fibra debe seleccionarse teniendo en cuenta las propiedades del concreto. La influencia de la orientación de las fibras en el rendimiento de extracción de las fibras revela que para evaluar la eficacia del refuerzo de fibras a partir de ensayos experimentales es obligatorio que las condiciones de fundición, geometría y carga de las probetas sean

representativas de la aplicación estructural real, como tanto como sea posible.
(Barros, 2011)

Durante el proceso de carga de una estructura de FRC, las fibras ofrecen resistencia a la apertura de grietas como consecuencia de los mecanismos de extracción de fibras, lo que promueve el desarrollo de patrones de grietas difusas. Como resultado, la capacidad de carga de una estructura puede exceder significativamente su carga de agrietamiento, debido a la redistribución de tensiones que ocurre durante el proceso de formación de patrones de grietas difusas. Otro aspecto importante del desarrollo de los patrones de fisuras difusas está relacionado con la durabilidad de las estructuras de hormigón, ya que corresponden a fisuras de menor ancho para niveles de carga en estados límite de servicio.
(Barros, 2011)

Figura 40

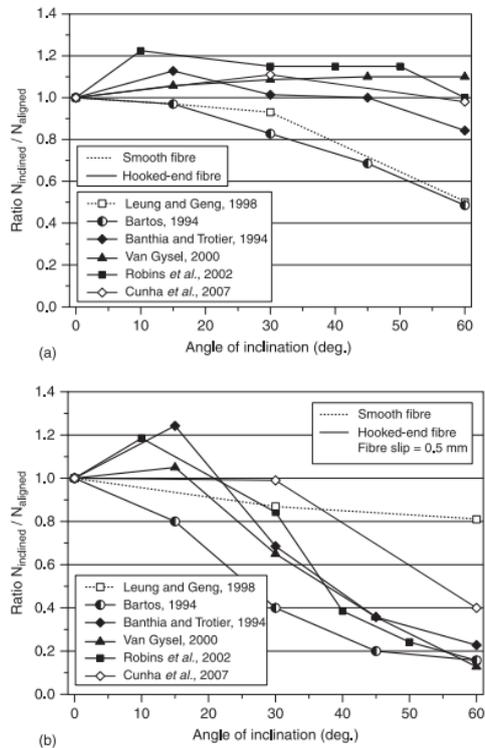
Comparación de la respuesta típica de extracción de diferentes fibras de acero



Nota: Barros (2011)

Figura 41

Relación fuerza de extracción normalizada de fibra inclinada y el ángulo de inclinación



Nota: Barros (2011)

2.3 Definición de términos.

Fuerza: ésta se define como un empujón o jalón provocado por un cuerpo sobre otro. (Hibbeler, 2010)

Resistencia a la compresión: Este termino mayormente se usa para ver la calidad del concreto (Ottazzi, 2015)

Cargas: son las fuerzas que son productos del peso de los materiales de construccion, los ocupantes en sus enseres, efectos ambientales, movimientos diferenciales, y cambios volumetricos restringidos. (ACI, 2019)

Carga viva: son cargas de gravedad que son movibles estas pueden estar parcialmente en un lugar o tambien no podrian estar, Asimismo pueden cambiar de lugar. (Chavez, 2003)

Carga muerta: son cargas que tienen una magnitud constante ya que su posición no cambian durante el todo la vida útil de la estructura. En su mayoría la carga muerta viene a ser el peso de la estructura. (Chavez, 2003)

Concreto: Es uno de los materiales que se componen por amalgamas en dosificaciones distintas de agregado, agua, cemento y en algunos casos tambien de aditivos que al juntarlos forman una mezcla plastica y moldeable que se endurecen al transcurrir un cierto tiempo por eso este material es muy utilizado en las construcciones. (Pasquel, 1998)

Concreto simple: Es una combinación de cemento portland agregados finos, agregado grueso y agua. (Abanto, 2009)

Concreto armado: Es cuando el concreto simple lleva acero de refuerzo y que está diseñado bajo dos hipótesis donde ambos materiales trabajan de manera conjunta, donde el refuerzo va a resistir esfuerzos de tracción y adicionalmente va a aportar resistencia de compresión al concreto. (Abanto, 2009)

Cemento portland: Es un aglomerante hidrófilo, que se obtiene del resultado de la calcinación de rocas calizas, areniscas y tambien de arcillas, donde la cual se obtiene un polvo que es muy fino que cuando entra en contacto con el agua esta se empieza a endurecer para luego obtener propiedades resistentes y adherentes. (Pasquel, 1998)

Apuntalar: Es un sostenimiento provisional con puntales alguna construcion o elementos estructural. (Jaramillo, 2015)

Puntal: Es un miembro que trabaja a compresión en el modelo puntal-tensor que representa la resultante de un campo de compresion paralelo o en forma de abanico. (ACI, 2019)

Columna: miembro que se usa de forma vertical para que resista carga axial de compresión, como tambien resiste momentos, cortantes y torsión. (ACI, 2019)

fisura: Abertura muy pequeña o fina que se presenta un superficies o blques de concreto o tambien se presenta en arcillas. (Jaramillo, 2015)

Patologia: Es una ciencia que estudia las afectaciones o enfermedades de fisico o quimico y estan presentes en una construcción. (Jaramillo, 2015)

CAPÍTULO III

MÉTODO

3.1 Tipo de la investigación

Vento & Zanabria (2004) afirman “en el plan o proyecto de investigación se debe determinar adecuadamente el tipo de investigación, en función de los propósitos y de la naturaleza de los problemas que vamos a estudiar, analizar y es criterio del investigador optar por los diferentes tipos de investigación” (Larijo, 2021, p. 66).

El presente trabajo de investigación pertenece al nivel de investigación descriptivo ya que se pretende medir y también recaudar información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o variables a las que se refieren. (Hernández, Fernández & Baptista, 2014)

3.2 Diseño de la investigación

El presente trabajo de investigación tendrá un diseño Cuasi Experimental (Domenech & Delgado, 2019), debido a que los sujetos no se asignan aleatoriamente a los grupos, y se busca encontrar una relación causal entre

los apuntalamientos con cedula 40 y comportamiento de la edificación, en la ciudad de Moquegua (Soto, 2021).

3.3 Población y muestra

3.3.1 Población.

En esta investigación la población está constituida por los bloques A, B, C, D y E de la edificación recientemente construida en la facultad Agroindustrial en universidad Nacional de Moquegua.

3.3.2 Muestra.

Para la siguiente investigación la muestra lo constituye las columnas de sección cuadrada de 0.60x 0.60m las cuales son de baja resistencia y están ubicadas en el bloque “E” de la facultad agroindustrial dentro de la universidad Nacional de Moquegua. Y por ser pequeña la población no es necesaria aplicar la fórmula estadística para hallar la muestra.

Tabla 10

Cuadro de muestra de investigación

COLUMNA	EJE	BLOQUE	N°
C-6	17/D	E	1,00
		TOTAL	1,00

3.4 Descripción de instrumentos para la recolección de datos

Se realizó el análisis y recopilación de documentos como: libros especializados, normas técnicas peruanas y extranjeras, textos, revistas y trabajos relacionados con el apuntalamiento para demolición.

Se utilizó hojas de anotación y fichas de registro, también para evidenciar los hechos se utilizó cámaras fotográficas y de video.

Para el procesamiento y selección de los datos sistemáticos obtenidos se utilizaron los softwares como: Microsoft Word 2019, Microsoft Excel 2019. Mathcad prime v7, autocad 2021, Revit structure v21.

El ensayo de diamantina permitirá determinar las columnas de baja resistencia de los diferentes bloques, se realizará como mínimo tres especímenes para promediar los valores obtenidos y aumentar la precisión de los datos a utilizar.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 Presentación de resultados

Para el desarrollo de este trabajo de investigación se contó con la parte técnica y se llevó a cabo en la Universidad Nacional de Moquegua (UNAM), más específicamente en el pabellón en construcción de la facultad de agroindustrial “bloque E”.

4.1.1 Cantidad de puntales según cálculo.

Luego de haber realizado el cálculo de la cantidad de puntales (ítem 2.2.9.3) se determinó que la cantidad mínima es 10 unidades, pero debido las características de la estructura (vigas y losas) se consideró 19 unidades, de los cuales 9 unidades en la dirección XX y 10 unidades en la dirección YY, la cual se muestra a continuación:

Figura 42

Numeración de puntales en planta semisótano

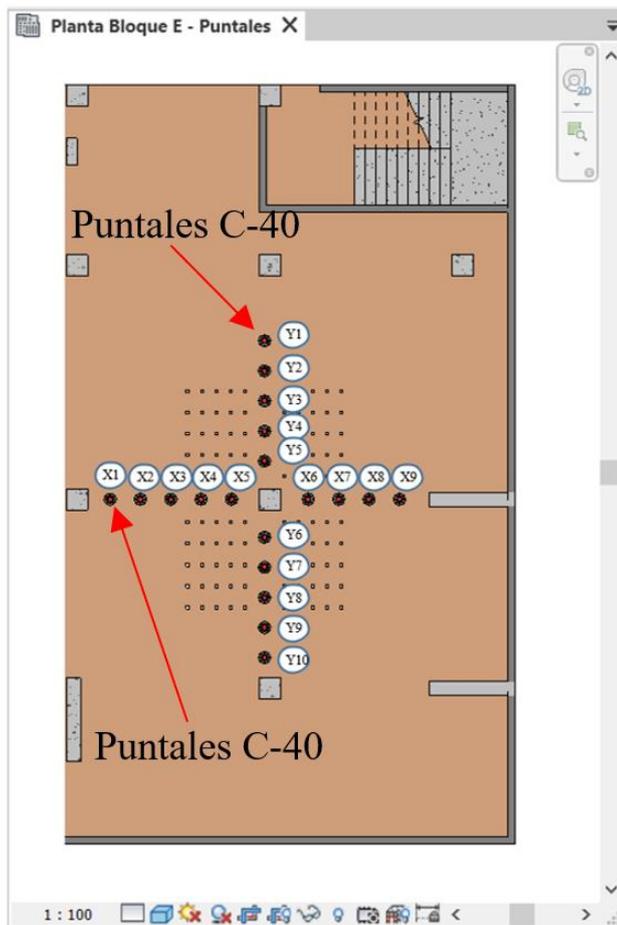


Tabla 11

Cantidad de puntales de acero C-40 en dirección XX

Nº	Puntal	Bloque
1	X1	E
2	X2	E
3	X3	E
4	X4	E
5	X5	E
6	X6	E
7	X7	E
8	X8	E
9	X9	E

Tabla 12*Cantidad de puntales de acero C-40 en dirección YY*

N°	Puntal	Bloque
10	Y1	E
11	Y2	E
12	Y3	E
13	Y4	E
14	Y5	E
15	Y6	E
16	Y7	E
17	Y8	E
18	Y9	E
19	Y9	E

4.1.2 Área de los puntales.

Las áreas de la sección tubular del acero C-40 de diámetro cuatro pulgadas calculadas anteriormente, se realizaron según sus propiedades geométricas otorgadas por el fabricante. En donde el cálculo de esta área se realizó en función al diámetro interior y exterior con el espesor que ésta presenta (cedula 40), obteniéndose lo siguiente:

Tabla 13*Área de la sección C-40 de 4" de diámetro*

Diámetro ext. (cm)	Diámetro int. (cm)	espesor (cm)	Área (cm ²)	Presión (kg/cm ²)	fuerza (kg)
11.43	10.23	0.602	20.48	4200	86016

4.1.3 Fuerzas actuantes en los puntales.

Según el análisis estructural realizado se pudo calcular las fuerzas axiales de compresión en cada uno de los puntales de acero C-40, obteniéndose lo siguiente:

Tabla 14*Fuerzas actuantes en los puntales dirección XX*

N ° Puntal	Bloque	Material	Altura (m)	Fuerza compresión (Ton)
X1	E	C-40	3.00	2.45
X2	E	C-40	3.00	2.89
X3	E	C-40	3.00	4.42
X4	E	C-40	3.00	7.34
X5	E	C-40	3.00	11.20
X6	E	C-40	3.00	11.32
X7	E	C-40	3.00	7.51
X8	E	C-40	3.00	4.50
X9	E	C-40	3.00	2.91
TOTAL				54.54

Tabla 15*Fuerzas actuantes en los puntales dirección YY*

N ° Puntal	Bloque	Material	Altura (m)	Fuerza compresión (Ton)
Y1	E	C-40	3.00	10.21
Y2	E	C-40	3.00	8.55
Y3	E	C-40	3.00	8.12
Y4	E	C-40	3.00	9.14
Y5	E	C-40	3.00	11.47
Y6	E	C-40	3.00	12.36
Y7	E	C-40	3.00	9.72
Y8	E	C-40	3.00	7.62
Y9	E	C-40	3.00	6.24
Y9	E	C-40	3.00	5.36
TOTAL				58.63

4.1.4 Deformación en los puntales.

Según el análisis estructural realizado se pudo calcular las deformaciones en cada uno de los puntales de acero C-40, obteniéndose lo siguiente:

Tabla 16

Deformación en los puntales de acero C-40 dirección XX

Puntal	Bloque	L (m)	$\epsilon \times 10^4$ (m/m)	δ (mm)
X1	E	3.00	0.57	0.17
X2	E	3.00	0.67	0.20
X3	E	3.00	1.03	0.31
X4	E	3.00	1.71	0.51
X5	E	3.00	2.60	0.78
X6	E	3.00	2.63	0.79
X7	E	3.00	1.75	0.52
X8	E	3.00	1.05	0.31
X9	E	3.00	0.68	0.20

Tabla 17

Deformación en los puntales de acero C-40 dirección YY

Puntal	Bloque	L (m)	$\epsilon \times 10^4$ (m/m)	δ (mm)
Y1	E	3.00	2.37	0.71
Y2	E	3.00	2.00	0.60
Y3	E	3.00	1.89	0.57
Y4	E	3.00	2.13	0.64
Y5	E	3.00	2.67	0.80
Y6	E	3.00	2.87	0.86
Y7	E	3.00	2.26	0.68
Y8	E	3.00	1.77	0.53
Y9	E	3.00	1.45	0.44
Y10	E	3.00	1.25	0.37

4.1.5 Esfuerzos actuantes en los puntales.

Según el análisis estructural realizado se pudo calcular los esfuerzos en cada uno de los puntales de acero C-40, obteniéndose lo siguiente:

Tabla 18

Esfuerzos actuantes en los puntales de acero C-40 dirección XX

Puntal	Bloque	A (cm²)	P (Ton)	σ (kgf/cm²)
X1	E	20.48	2.45	119
X2	E	20.48	2.89	141
X3	E	20.48	4.42	216
X4	E	20.48	7.34	358
X5	E	20.48	11.20	547
X6	E	20.48	11.32	553
X7	E	20.48	7.51	367
X8	E	20.48	4.50	220
X9	E	20.48	2.91	142

Tabla 19

Esfuerzos actuantes en los puntales de acero C-40 dirección YY

Puntal	Bloque	A (cm²)	P (Ton)	σ(kgf/cm²)
Y1	E	20.48	10.21	499
Y2	E	20.48	8.55	417
Y3	E	20.48	8.12	396
Y4	E	20.48	9.14	446
Y5	E	20.48	11.47	560
Y6	E	20.48	12.36	604
Y7	E	20.48	9.72	475
Y8	E	20.48	7.62	372
Y9	E	20.48	6.24	304
Y10	E	20.48	5.36	262

4.1.6 Esfuerzos últimos en los puntales.

Según las especificaciones técnicas del material se obtiene los esfuerzos últimos para la tubería de acero C-40, obteniéndose lo siguiente:

Tabla 20

Esfuerzos máximos en los puntales de acero C-40 dirección XX

Puntal	Bloque	σ max (kgf/cm²)
X1	E	4200
X2	E	4200
X3	E	4200
X4	E	4200
X5	E	4200
X6	E	4200
X7	E	4200
X8	E	4200
X9	E	4200

Tabla 21

Esfuerzos máximos en los puntales de acero C-40 dirección XX

Puntal	Bloque	σ max (kgf/cm²)
Y1	E	4200
Y2	E	4200
Y3	E	4200
Y4	E	4200
Y5	E	4200
Y6	E	4200
Y7	E	4200
Y8	E	4200
Y9	E	4200
Y10	E	4200

4.1.6.1 Análisis general.

Variable: Esfuerzos en los puntales

Tabla 22

Media y desviación típica

Esfuerzo	Media	Desv. Típica
Esfuerzo en los puntales	173.56	177.04

Tabla 23

sumatoria de esfuerzos

Esfuerzo	Sumatoria		
	σ (kgf/cm²)	δ (mm)	P (Ton)
Esfuerzo en los puntales	143.33	9.99	6585.17

Tabla 24

Media y desviación típica de Indicadores

Indicadores	Media	Desv. Típica
Fuerza	7.54	3.13
Área	20.48	0
Deformación	0.53	0.22
esfuerzo	346.59	173.69
Esfuerzo máximo	4200	0

Tabla 25*Alfa de Cronbach*

Alfa de Cronbach	Alfa de Cronbach basada en elementos estandarizados	N de elementos
0,982	0,987	19

Tabla 26*Interpretación del estadístico de alfa de Cronbach*

Rangos	Interpretación
0,01 – 0,02	Muy baja
0,21 – 0,40	Baja
0,41 – 0,60	Moderada
0,61 – 0,80	Alto
0,81 – 1,00	Muy Alta

Nota: Ruiz (2013)**4.1.6.2 Interpretación.**

Los resultados de la tabla 21 representa los esfuerzos, fuerzas y deformaciones del indicador denominado “Esfuerzo en los puntales” de aplicación medio general obtenido fue de 173.56 y una desviación típica de 177.04, lo que implica que existe similitud entre las respuestas. Asimismo, la sumatoria de las medias de cada ítem alcanzan el valor de de 143.33, 9.99 y 6585.17. El coeficiente Alfa de Cronbach aplicado a los ítems del instrumento, se calculó a través del software SPSS y su resultado es de 0.987, el que según la interpretación de Ruiz (2013) tiene una confiabilidad muy alta por que se encuentra en el rango de 0,81 – 1,00. Por tanto,

se concluye que la consistencia interna del instrumento utilizado es aceptable y procede su aplicación.

4.1.7 Esfuerzos máximos en vigas.

Según el análisis estructural realizado se pudo calcular los esfuerzos en cada una de las vigas, obteniéndose lo siguiente:

Tabla 27

Momentos en vigas según análisis de estructura con ETABS

Viga	Bloque	L (m)	h (cm)	b (cm)	A (cm ²)	M (Ton/m)
V-X1	E	4.80	60	30	1800	12.76
V-X2	E	4.15	60	30	1800	12.37
V-Y1	E	6.00	60	30	1800	11.16
V-Y2	E	4.75	60	30	1800	8.29

Tabla 28

Momentos últimos calculados a partir de sección en viga VS-3E

Viga	Bloque	L (m)	h (cm)	b (cm)	A (cm ²)	M máx. (Ton*m)
V-X1	E	4.80	60	30	1800	32.68
V-X2	E	4.15	60	30	1800	32.68
V-Y1	E	6.00	60	30	1800	32.68
V-Y2	E	4.75	60	30	1800	32.68

Tabla 29

Comparación de esfuerzos actuantes en vigas antes y durante la reparación de columna

Viga	M máx. (Ton*m)	M (Ton*m)	Tolerancia (Ton/m)	Condición
V-X1	32.68	8.69	23.99	ok
V-X2	32.68	8.57	24.11	ok
V-Y1	32.68	7.39	25.29	ok
V-Y2	32.68	5.34	27.34	ok

4.1.8 Lectura de medidas (deflexiones).

Las lecturas de las medidas se realizaron entre los meses de febrero y marzo de manera diaria, a continuación, se muestran todas las lecturas que se tomaron durante la etapa de estudio.

Tabla 30

Lectura de medidas de altura semana 1, mes febrero

Ítems	P.V.	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes	Sábado
1	1A	-	-	-	1385.0380	1385.0380
2	2A	-	-	-	1385.0380	1385.0380
3	3A	-	-	-	1385.0375	1385.0375
4	4A	-	-	-	1385.0385	1385.0380

Tabla 31

Lectura de medidas de altura semana 2, mes febrero

Ítems	P.V.	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes
1	1A	1385.0380	1385.0385	1385.0400	1385.0390	1385.0380
2	2A	1385.0380	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	3A	1385.0375	1385.0380	1385.0380	1385.0380	1385.0375
4	4A	1385.0385	1385.0385	1385.0390	1385.0390	1385.0385

Tabla 32

Lectura de medidas de altura semana 3, mes febrero

Ítems	P.V.	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes
1	1A	1385.0380	1385.0375	1385.0380	1385.0300	1385.0380
2	2A	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	3A	1385.0370	1385.0370	1385.0375	1385.0290	1385.0375
4	4A	1385.0380	1385.0380	1385.0380	1385.0300	1385.3380

Tabla 33*Lectura de medidas de altura semana 4, mes febrero*

Ítems	P.V.	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes
1	1A	1385.0380	1385.0370	1385.0380	1385.0380	1385.0380
2	2A	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	3A	1385.0380	1385.0370	1385.0370	1385.0370	1385.0370
4	4A	1385.0390	1385.0380	1385.0380	1385.0380	1385.0380

Tabla 34*Lectura de medidas de altura semana 1, mes marzo*

Ítems	P.V.	Lunes	Martes	Miércoles	Jueves	Viernes
1	1A	1385.0370	1385.0380	-	-	-
2	2A	1385.0370	0.0000	-	-	-
3	3A	1385.0370	1385.0370	-	-	-
4	4A	1385.0370	1385.0380	-	-	-

Como se puede observar en las tablas, las deflexiones en las vigas son despreciables.

4.1.8.1 Análisis general.

Variable Esfuerzo en vigas

Tabla 35*Media y desviación típica*

Esfuerzo	Media	Desv. Típica
Esfuerzo en viga	1385.04	580.02

Tabla 36*sumatoria de esfuerzos*

Esfuerzo	sumatoria δ
Esfuerzo en viga	5540.17

Tabla 37*Media y desviación típica de Indicadores*

Indicadores	Media	Desv. Típica
Deformación 1A	1,385.04	0.00
Deformación 2A	1,385.04	580.13
Deformación 3A	1,385.04	0.00
Deformación 4A	1,385.05	0.07

Tabla 38*Alfa de Cronbach*

Alfa de Cronbach	Alfa de Cronbach basada en elementos estandarizados	N de elementos
0,982	0,968	18

4.1.8.2 Interpretación.

Los resultados de la tabla 34 deformaciones del indicador denominado “Esfuerzo en vigas” de aplicación medio general obtenido fue de 1385.04 y una desviación típica de 580.02, lo que implica que existe similitud entre las respuestas. Asimismo, la sumatoria de las medias de cada ítem alcanzan el valor de 5540.17. El coeficiente Alfa de Cronbach aplicado a los ítems del instrumento, se calculó a través del software SPSS y su resultado es de 0.968, el que según la interpretación de Ruiz (2013) tiene una confiabilidad muy alta por que se encuentra en el rango de 0,81 – 1,00. Por tanto, se concluye que la consistencia interna del instrumento utilizado es aceptable y procede su aplicación.

4.2 Contrastación de hipótesis

4.2.1 Contrastación de hipótesis general.

a) Planteamiento de la hipótesis nula (H_0) e hipótesis alterna (H_1).

H_0 : La edificación sufrirá daños estructurales con la aplicación de la metodología de apuntalamiento con cedula 40 para demolición de columnas en la Universidad Nacional de Moquegua – 2021.

H_1 : La edificación no sufrirá daños estructurales con la aplicación de la metodología de apuntalamiento con cedula 40 para demolición de columnas en la Universidad Nacional de Moquegua – 2021.

b) Toma de decisiones.

Según los resultados obtenidos se acepta la hipótesis alterna (H_1), porque la estructura tuvo un comportamiento esperado, ya que los elementos estructurales como losas, vigas y columnas no sufrieron ningún tipo de daño. Asimismo, los esfuerzos que actuaron en estos elementos estructurales estaban muy por debajo de su resistencia última. Concluyendo que este método de apuntalamiento mantiene a la estructura estable durante la demolición y reparación de la columna.

4.2.2 Contrastación de hipótesis específica a).

a) Planteamiento de la hipótesis nula (H_0) e hipótesis alterna (H_1).

H_0 : Los esfuerzos que actúan en los puntales C-40 para el apuntalamiento de vigas que conectan a la columna a demolerse, superan su capacidad máxima o última.

H₁: Los esfuerzos que actúan en los puntales C-40 para el apuntalamiento de vigas que conectan a la columna a demolerse, no superan su capacidad máxima o última.

b) Estadístico de prueba.

Alfa de Cronbach

c) Toma de decisión.

Según los análisis realizados en la sección anterior de alfa de cronbach la cual nos da un valor de 0,987 el que según la interpretación de Ruiz (2013) tiene una confiabilidad muy alta por que se encuentra en el rango de 0,81 – 1,00.

Se acepta la hipótesis alterna la cual se puede asegurar que: Los esfuerzos que actúan en los puntales C-40 para el apuntalamiento de vigas que conectan a la columna a demolerse, no superan su capacidad máxima o última.

4.2.3 Contrastación de hipótesis específica b).

a) Planteamiento de la hipótesis nula (H₀) e hipótesis alterna (H₁).

H₀: Los esfuerzos que actúan en las vigas de concreto armado que conectan a la columna a demolerse superan su resistencia última.

H₁: Los esfuerzos que actúan en las vigas de concreto armado que conectan a la columna a demolerse no superan su resistencia última.

b) Estadístico de prueba.

Alfa de Cronbach

c) Toma de decisión.

Según los análisis realizados en la sección anterior de alfa de cronbach la cual nos da un valor de 0,968 el que según la interpretación de Ruiz (2013) tiene una confiabilidad muy alta por que se encuentra en el rango de 0,81 – 1,00.

Se acepta la hipótesis alterna la cual se puede asegurar que: Los esfuerzos que actúan en las vigas de concreto armado que conectan a la columna a demolerse no superan su resistencia última.

4.3 Discusión de resultados

a) Acerca de aplicación de método de apuntalamiento.

A partir de los resultados obtenidos se acepta la hipótesis general que sostiene que la edificación no sufrió daños estructurales con la aplicación de la metodología con puntales de acero cedula 40 para la demolición de estas columnas de baja resistencia en la Universidad Nacional de Moquegua.

Estos resultados tienen similitud con Yarasca (2021) que indica que, el reforzamiento influye en la rigidez de toda la estructura en donde la deriva de entrepiso son menores al 0.007 para estructuras de concreto armado, es por ello que no se presenta daños en las estructuras.

b) Acerca de los esfuerzos que actúan en los puntales C-40.

A partir de los resultados obtenidos se acepta la hipótesis alterna ya que los esfuerzos que actúan en los puntales de acero C-40 (más cercanos a la columna a demolerse), no superan su esfuerzo máximo.

Estos resultados tienen similitud con Gasch (2014) que indica que, el reparto de cargas que tienen los puntales no es uniforme y que las cargas en cada puntal varía

según en la posición en la que está. Y los mayores esfuerzos se concentran en la parte central tal y cual se muestran en este trabajo de investigación en las figuras 36 y 37.

c) Acerca de los esfuerzos que actúan en las vigas de concreto armado.

A partir de los resultados obtenidos se acepta la hipótesis alterna ya que los esfuerzos que actúan en las vigas de concreto armado no superan su resistencia última.

Estos resultados tienen similitud con Huamani (2021) que indica que las propiedades de la viga tanto sus aceros pueden ser reutilizados después de una demolición y que sus propiedades físicas y mecánicas se mantienen. Asimismo, también sostiene que estas vigas tienen un buen comportamiento sísmico.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Primera. describió la metodología de apuntalamiento con cedula 40. Y con esta investigación la estructura, presenta favorables resultados durante la demolición de columnas ya que la edificación permanece estable.

Segunda. Se calculó los esfuerzos en los puntales de acero cedula 40 para el apuntalamiento de vigas que conectan a la columna a demolerse en donde estos resultados según tablas del 14 al 19 fueron favorables para el puntal, porque las fuerzas de compresión producto del peso de la estructura estaban dentro las resistencias del puntal. Asimismo, la cantidad de puntales calculados C-40 son correctas ya que no hubo problemas o deficiencias en estos, muy por el contrario, permanecieron firmes durante el apuntalamiento.

Tercera. Se calculó los esfuerzos de la viga las cuales presentaron resultados favorables durante la reparación de la columna, según los resultados mostrados en las tablas del 27 al 30 en donde los esfuerzos son menores al diseño de la viga. Asimismo, según tablas del 31 al 34 se puede observar que hubo deflexiones y desplazamientos mínimos o insignificantes las cuales no afectaron estructuralmente a la viga.

5.2 Recomendaciones

Primera. Se recomienda que este método se realice después de un exhaustivo análisis estructural, donde se determine zonas que podrían ser vulnerables al momento de ejecutar la demolición para no tener complicaciones posteriores.

Segunda. Se recomienda que los puntales cedula 40 sean de buena calidad ya que en el estudio se observó deficiencias en la estructura de algunos puntales. Asimismo, que se le realice un ensayo a la compresión, para ver en qué condiciones está y asegurar la resistencia del tubo de acero durante el apuntalamiento. Por otro lado, estos puntales deben colocarse en superficies preparadas y niveladas en donde además estén apoyadas sobre planchas metálicas para aliviar el punzamiento en la superficie y no se generen asentamientos.

Tercera. Se recomienda que la idealización del sistema de apuntalamiento se realice en un software original para que los esfuerzos obtenidos sean más precisos posibles, Además la idealización realizada sea de varios supuestos en la que se acepte la que tiene resultados mas coherentes y

semejanzas a la realidad, esto acompañado de buenas prácticas del manejo del software. Asimismo, para la lectura de deflexiones en la viga, ésta se realice con equipos de alta precisión debido a que estas medidas son milimétricas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abanto, F. (2009). *Tecnología del concreto*. Lima: Editorial San Marcos E.I.R.L. Arboleda.
- Abeiga, N. (2016). *Análisis y diseño de reforzamiento de estructuras de hormigón armado deficientes, con estructura metálica; para evitar el colapso mediante la acción de un movimiento sísmico*. (Tesis de pregrado). Universidad de Guayaquil, Guayaquil, Ecuador.
- ACI. (2019). *Requisitos de Reglamento para concreto estructural*.
- Aguilar, A., & Briones, W. (2015). *Diseño de un sistema de supervisión y control para el proceso de obtención de clínker en el horno vertical 4 de la planta industrial cementos selva*. (Tesis de pregrado). Universidad Privada de Antenor Orrego. Trujillo, Perú. Recuperado de https://repositorio.upao.edu.pe/bitstream/20.500.12759/681/1/AGUILAR_AAR%C3%93N_SISTEMA_SUPERVISI%C3%93N_CLINKER.pdf
- Aguilar, T., Flores, O., Garcia, J., López, J., & Pillaca, R. (2020). *Análisis técnico-económico sobre la decisión de reforzamiento o construcción nueva de la estructura de un centro educativo*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Alvaro, L., Pineda, S., & Ventura, J. (2004). *Diseño de elementos estructurales en edificios de concreto reforzado*. (Tesis pregrado). Universidad de el Salvador, Salvador.

- Atsa, A. (2020). *Cédula 40 de Acero*. Recuperado de <https://www.laminapintro.net/perfiles-comerciales/cedula-40/>
- Barros, J. (2011). Steel fibre reinforced concrete: Material properties and structural applications. *Woodhead*, 1(1), 95-155. doi:<https://doi.org/10.1533/9780857095583.2.95>.
- Belizario, C. (2017). *Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos con fines de ampliacion*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional del centro del Peru, Huancayo, Peru. Recuperado de <https://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12894/4100/Belizario%20%20Pacompa.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Cevallos, E. (2022). *Evaluación probabilística del riesgo sísmico en edificios patrimoniales para reforzamiento con estructuras metálicas en la ciudad de ambato*. (Tesis de pregrado). Universidad técnica de Ambato, Ambato, Ecuador. Recuperado de <https://repositorio.uta.edu.ec/handle/123456789/36429>
- Chavez, S. (2003). *Concreto armado*. San Martin, Perú: Tarapoto.
- Choque, C. (2021). *Efecto de los agregados en la calidad de la resistencia de un concreto elaborado con cemento tipo ip en la ciudad de moquegua, 2021*. (Tesis de pregrado). Universidad Jose Carlos Mariategui, Moquegua, Perú.
- Comité técnico de normalización de cementos, cales y yesos (2005). Cementos Portland. Requisitos. *Norma Técnica, 1*, 1-23.
- Construmatica. (2021). *Apuntalamiento*. Recuperado de <https://www.construmatica.com/construpedia/Apuntalamiento>

- Doka. (2021). *Sistema de encofrado para forjados y losas*. Recuperado de https://www.doka.com/es-CO/solutions/Sistema_de_encofrado_para_forjados_y_losas
- Domenech, J., & Delgado, M. (2019). *Investigación científica: diseño de estudios*. España: Signo.
- Duran, J. (2018). *Estudio de las propiedades del concreto $f'c=210$ kg/cm² aplicado a condiciones simuladas de curado en obra, en la ciudad de Arequipa, con cemento portland tipo IP*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de San Agustín De Arequipa, Arequipa.
- Flores, L. (2013). Fibras de carbono: Reforzamiento de estructuras. *PUCP Civilizate*. 3, 46-48.
- Flores, R. (2019). *Evaluación de riesgo sísmico de la infraestructura del primer pabellón del colegio emblemático José Carlos Mariátegui – Ilave - Puno*. (tesis de pregrado). Universidad Jose Carlos Mariategui, Moquegua, Peru.
- Gasch, I. (2014). *Estudio de la evolución de cargas en forjados y estructuras auxiliares de apuntalamiento durante la construcción de edificios de hormigón in situ mediante procesos de cimbrado, clareado y descimbrado de plantas consecutivas*. (Tesis doctoral). Universidad Politecnica de Valencia.
- Gil, L. (2014). El refuerzo de estructuras con laminados de FRP según la FIB. *Omnia Publisher*, 1, 51-79.

- Guillermo, A., & Silva, S. (2019). *Evaluación y diseño de dos propuestas de reforzamiento para vigas y columnas de concreto armado en una edificación de hotel*. (Tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, M. (2014). *Metodología de la investigación*. Mexico: McGraw-Hill.
- Hibbeler, R. (2010). *Ingeniería Mecánica Estática*. Mexico: PEARSON EDUCACIÓN.
- Huamani, L. (2021). *Diseño Estructural de Vivienda Aporticada de 7 Pisos Empleando Acero Corrugado de Demolición en Vigas Secundarias, Av. Bujama, Pucusana - 2021*. (Tesis de pregrado). Universidad César Vallejo, Lima, Perú.
- Huincho, E. (2013). *Concreto de alta resistencia usando aditivo superplastificante, microsílíce y nanosílíce con cemento Portland Tipo I*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Instituto Nacional de Calidad. (2013). *Agregados, Definición y clasificación de agregados*. Recuperado de <https://vdocuments.mx/norma-tecnica-peruana->
- Iñapi, M., & Terrones, A. (2020). *Reforzamiento de estructuras de concreto armado en viviendas de albañilería confinada con fibras de carbono, San Juan de Lurigancho 2020*. (Tesis de pregrado). Universidad Cesar Vallejo, Lima, Perú. Recuperado de https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/85797/1/c3%b1api_BMS-Terrones_SAR-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y

- Jacay, J., Santos, I., & Cruz, P. (2004). Características geológicas y geodinámicas en relación al sismo del 23 de junio de 2001. *Revista del Instituto de Investigación FIGMMG, 1*, 33-38.
- Jaramillo, F. (2015). *Apuntalamiento de elementos estructurales y no estructurales*. (tesis de pregrado). Universidad nacional de Colombia sede Manizales, colombia.
- Larijo, A. (2021). *Comparación de los curadores químicos de concreto para resistencia a la compresión de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$* . (Tesis de pregrado). Universidad José Carlos Mariátegui, Moquegua, Peru.
- Lopez, J. (2021). *Evaluacion de la capacidad remanente y de demolicion de edificios de concreto reforzado con planta baja débil*. (Tesis de maestria). Universidad Michoacana de San Nicolas de Idalgo, Morelia, Michoacan, Mexico.
- Manta, D. (2021). *Tubería sin costura cédula 40*. Recuperado de <https://www.dipacmanta.com/tubo-cedula-40>
- McCormac, J., & Brown, R. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. Octava edición con el Código ACI 318-08, Alfaomega Grupo Editor, México, julio 2011.
- Montoya, D., Jaramillo, F., & Lopez, O. (s.f.). Apuntalamiento de elementos estructurales y no estructurales. *Centro de industria y construcción Regional Caldas, 1*, 50-65.
- Morales, R. (2013). *Diseño en Concreto Armado*. Peru: Instituto de la Construcción y Gerencia.

- Ottazzi, G. (2015). *Apuntes del curso concreto armado I*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado*. Nueva Zelanda: Editorial LIMUSA.
- Pasquel, E. (1998). *tópicos de tecnología del concreto*. Lima: Colegio de ingenieros del Perú.
- Peiren, S. (2011). Rehabilitación estructural de un sector afectado por corrosión severa en vigas de entrepiso en una curtiembre. *Revista ALCONPAT*, 1(3), 225-232.
- Piñeros, F., & Fonseca, J. (2019). *Guía metodológica para el desarrollo técnico de demoliciones en estructuras de concreto mediante sistema mecánico*. (Tesis pregrado). Universidad Católica de Colombia, Colombia.,.
- Rio, A. (2018). *Patología, reparación y refuerzo de estructuras de hormigón*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Romero, A. (2014). *Diseño estructural y comparación de una edificación multifamiliar de 06 niveles usando vigas peraltadas convencionales y una edificación utilizando vigas preesforzadas en diversos ambientes*. (Tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.
- Rondón, P. (2018). *Análisis y comparación de diferentes métodos de curado para elaborar concreto con resistencia $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en Arequipa*. (Tesis de pregrado). Universidad Católica de Santa María, Arequipa, Perú.

- Ruiz, C. (2013). *Instrumentos y Tecnicas de Investigación Educativa*. texas: E-Books & Papers for Statisticians.
- Sánchez, M. (2011). Planificación en la rehabilitación y reforzamiento de estructuras existente: consideraciones para mejorar los resultados. *Revista del Departamento Académico de Ingeniería*, 3(1), 155-159.
- Siancas, D. (2020). *Determinacion de la resistencia del concreto del pabellon 3a - de la i.e. 14787 victor raul haya de la torre,usando la diamantina, el esclerometro y el equipo de ultrasonido*. (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Piura, Piura, Perú.
- Silgado, E. (2001). *Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú*. Peru: Instituto de Geología y Minería .
- Soto, A. (2021). *Análisis del grado de energía de las ondas sísmicas que se transfiere a la cimentación de una edificación – Moquegua 2019*. (Tesis de pregrado). Universidad Jose Carlos Mariategui, Moquegua, Peru.
- Tavera, H., Bufom, E., Bernal, I., Antayhua , Y., & Vilcapoma, L. (2001). The Arequipa (Peru) Earthquake of june 23, 2001, *Journal of seismology*, 10(2). 171-195.
- Torres, A. (2004). *Curso básico de tecnología del concreto*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Yarasca, J. (2021). *Evaluación estructural de una vivienda del programa techo propio con fines de reforzamiento y ampliación en la provincia de chupaca*. (Tesis de pregrado). Universidad Peruana los Andes, Huancayo, Perú.

Vento, J., & Zanabria, C. (2004). *Seminario de Tesis I*. Lima, Perú: 3 A Editores
S.A.C.