Structural Design For Two Units of a Training Center

By

Shadi Dawoud Al-Sharif

Rawhi Ahmad Abu-Kamel

Supervisor: Dr. Muhammad T Alsayyed

Submitted to the College of Engineering

in partial fulfillment of the requirements for the degree of

Bachelor degree in Civil Engineering

Palestine Polytechnic University

Dec 2014

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. 28245 الرقم التسلسل
Class. ..... قسم التصنيف

بســـم الله الرحمـــــن الرحيـــــم

شهادة تقييم مقدمة مشـروع التخـــرج

جامعــة بوليتكنــك فلسطيـــن

الخليل – فلسطين

عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمركز تدريبي

فريـــق العمـــــــل

شادي الشريف

روحي أبو كامل

بنـاء علـى توجيهـات الأسـتاذ المشـرف علـى المشـروع وبموافقـة جميـع أعضـاء اللجنـة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع

د. محمد طه سيد أحمد

توقيع رئيس الدائرة

د.غسان الدويك

٢٠١٤

الإهـــــــــــــداء :

نهدي عملنا اليوم الى من كانت بجانبنا بكل المراحل التي مضت من تلذذت بالمعاناة وكانت شمعه تحترق لتنير دربنا إلى أمهاتنا الحبيبات.

إلى من علمنا أن نقف وكيف نبدأ الألف ميل بخطوة إلى يدنا اليمنى إلى من علمنا الصعود وعيناه تراقبنا .... والدنا لمن أمسك بيدينا وعلمنا حرفا ..حرفا ..سنهدي له نجاحنا اليوم.

إلى من كانوا سندا لنا إلى من لهم الفضل بإرشادنا إلى طريق العلم والمعرفة إلى أساتذتنا الأفاضل كم نحن فخورون بكم.

أصدقائنا وأحبتنا ومن سهروا معنا في مسيرتنا العلمية إلى من مدوا أياديهم البيضاء في ظلام الليل وكانوا عونا لنا.

أيام جميله قضيناها نعيشها الآن لحظة بلحظة ونشعر وكأنها شريط يمر بمخيلتنا من جديد عام ،وعام، يوما، ويوم، لن ننساكم ماحيينا.

ولن ننسى هذا المكان الذي جمعنا بمقاعده وأبوابه حتى فنائه إلى كل جزء به، ولن ننسى وطننا العبق بأريج الحب لن ننساه وسنقدم كل ما بوسعنا له وسنجعل كل ركن به يشهد بما سنقدم وسنكون كالمطر ولن نبخل بما تعلمنا ،وسنكون كالماء أينما وقعنا نفعنا.

نشكركم بكل ما تحمله كلمة شكر من معنى ونهدي لكم كل عمرنا يا أجمل ما مضى به.

نشكركم تنطقها قلوبنا على ألسنتنا نشكركم كلمة تعني لنا الكثير وتحمل من الشعور الكثير.

الشُـــــــــــــــــكر:

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا الذي أنعم عليَّ بنعمة العقل والدين . القائل في محكم التنزيـــــل" (وَفَـــــوْقَ كُـــــلِّ ذِي عِلْـــــمٍ عَلِـــــيمٌ).

وقال رسول الله (صلي الله عليه وسلم":(من صنع إليكم معروفاً فكافئوه، فإن لم تجدوا ما تكافئونه به فادعوا له حتى تروا أنكم كافأتموه)

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان.

إلى جامعتنا العزيزة .... جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ... بطاقمها التدريسي و الإداري.

إلى من دعمنا في جميع مراحل حياتنا .... أهلنا الأحباء.

ولا ننسى أن أتقدم بجزيل الشكر الى د. محمد طه سيد أحمد الذي قام بتوجيهنا طيلة هذا المشروع ودعمنا طوال المدة الماضية لنخرج بهذا العمـــل الرائـــع .

وأخيراً ،أتقدم بجزيل شكري إلي كل من مدوا لي يد العون والمساعدة في إخراج هذا المشروع علي أكمل وجه.

ملخص المشروع

عمل تصميم إنشائي كامل لمركز تدريبي بجميع تفصيلاته وعناصره المختلفة.

فريق العمل

شادي داود الشريف

روحي أحمد أبوكامل

إشراف د. محمد طه سيد أحمد.

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي و كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لمبنى مركز تدريبي والذي يتألف من كتلتين مختلفتين منفصلتين، و يقع في مدينة الخليل.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لكتلتين ممتدتين على عدة مناسيب حيث تحتوي كل كتلة على طابق واحد بمناسيب مختلفة وهما عبارة عن

- قاعة عرض بالإضافة الى عدد من الصفوف يتعدى فيها طول الفضاء ٢٠ متر.
- المبنى الاخر عبارة عن مبنى يحتوي على قاعة فعاليات مختلفة يتجاوز فيها الفضاء ٤٠ مترا.

وهما يحتويان على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها أي شخص مع كل وسائل الراحة، وقد صمم هذان المبنيان على احدث الطرز المعمارية، بالإضافة إلى احتوائها على وسائل الراحة و الأمان.

وهذا المبنى هو خرساني مسلح تم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي والألماني والهندي، ويحتوي المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الأوزان الرأسية و الأفقية ثم توزيعها على العناصر الإنشائية الأفقية والراسية ، ثم التحاليل الإنشائية الخاصة بكل عنصر، ثم التصميم الكامل حسب الكود المتبع ، و قد تمت مراجعة جميع المخططات المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية ، كما تم تجهيز جميع المخططات الإنشائية مع التفاصيل التنفيذية الكاملة.

Abstract

Training center Structural Design and Details of

Project Team

Shadi Dawoud Al-Sharif

Rawhi Abu Kamel

Palestine Polytechnic University-2013

Supervisor

Phd. Muhammad T Alsayyed

The main idea of this project is to prepare all structural design and construction details for two components of a training center in Hebron city. Which are:

- A Festival hall and class rooms with span exceeds 20m.
- A Workshop with spans longer than 40 m.

This project consists of two buildings of one floor and it contains all activities required for any person.

This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI-318-08, Jordanian Cod and Indian Cod.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

فهرس المحتويات

الموضوع	رقم الصفحة
عنوان المشروع	I
صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	II
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
ملخص المشروع باللغة العربية	V
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس الجداول	IX
فهرس الصور	IX
فهرس الأشكال	X
List of Abbreviations	XI
الفصل الأول : المقدمة	١
١.١ المقدمة	٢
٢.١ أهداف المشروع	٢
٣.١ مشكلة المشروع	٣
٤.١ حدود مشكلة المشروع	٣
٥.١ المسلمات	٣
٦.١ فصول المشروع	٤
٧.١ إجراءات المشروع	٤
الفصل الثاني : الوصف المعماري	٥
مقدمة	٦
لمحة عن المشروع	٧
موقع المشروع	٨
أهمية الموقع	٩
عناصر الحركة في المبنى	١٠
حركة الشمس والرياح	١٠
دراسة عناصر المشروع	١١
قاعة الفعاليات	١٢
قاعة العرض والغرف الصفية	١٣
وصف الواجهات	١٤
وصف الحركة	١٥
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	١٧
٣.١ مقدمة	١٨
٣.٢ هدف التصميم الإنشائي	١٨
٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	١٩
٣.٣.١ الأحمال	١٩
٣.٣.٢ الاحمال الميتة	١٩
٣.٣.٣ الأحمال الحية	٢٠
٣.٣.٤ الأحمال البيئية	٢١
٣.٤ العناصر الإنشائية	٢٢
٣.٤.١ العقدات	٢٣-٢٥
٣.٤.٢ الجسور	٢٥
٣.٤.٣ الأعمدة	٢٦
٣.٤.٤ الجدران الحاملة (جدران القص)	٢٦-٢٧

٢٧-٢٨	٣.٤.٥ الأساسات
٢٨-٢٩	٣.٤.٦ الأدراج
٣٠	٣.٤.٧ الجدران الاستنادية
٣١	٣.٤.٨ فواصل التمدد
٣٢	Chapter Four : Structural Analysis & Design
٣٣	4.1 Introduction
٣٤	4.2 Factored Loads
٣٤	4.3 Slab Thickness Calculations
٣٤	4.4 Load Calculation
٣٤	4.4.1 Calculations Of Dead Load
٣٥	4.4.2 Calculations Of Live Load
٣٥	4.5 Design Of Topping
٣٧	4.6 Design Of Rib (R1)
٤٤	4.7 Design Of Beam
٦٢	4.9 Design of column
٧٣	4.10 Design of footing
٨١	4-11 Load Calculations for the Festival hall and the Classrooms
٨٢	4.11-1 Design of ring beam(beam1)
٨٧	4.11-3 Design of ring beam2
٩٤	4-11.5 Design of Second dome:
٩٨	4.11-6 The second ring beam (D=34.6m)
١٠٤	4.11-8 Torsional Reinforcemens
١٠٨	4.11-9 Design of (beam 4) for flexure :
١١٣	4.11-9 Design of (beam 4) for flexure :
١١٨	4.11-13 Design of (beam7)→(Ground Beam) :
١٢٣	4.12 Design of Cylindrical Shells :
١٢٤	4.12-2 Design of Beam 8 under the shells :
١٢٨	4.12-3 Design of Beam 8 for Shear :
١٣٠	4.12-4 Design of beam 9 for Flexure :
١٣٧	4.12.6 Design of beam9 for shear:
١٣٩	4.12.6 Design of beam11 (Tie Beam) :
١٤٤	**4.12-8 Design of beam10 (Ground Beam)**
١٤٨	4.13-1 Design of column(1)
١٤٨	4.13-1 Design of column(2)
١٤٩	4.13-1 Design of column(3)
١٤٩	4.13-1 Design of column(4)
١٥٠	4.13-1 Design of column(5)
١٥٠	4.13-1 Design of column(6)
١٥١	4.14-1 Design of Isolated footing(major)
١٥٦	4.14.3 Foundations design

الفصل الخامس : الملحقات	١٦٦
5.1 Appendix A : Architectural Drawings	
5.2 Appendix B : Structural Drawings	
5.3 المصادر والمراجع	١٦٠-١٥٩

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٤/٢٠١٥	٥
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	١٩
جدول (٣-٢) الأحمال الحية	٢٠
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الإرتفاع عن سطح البحر	٢١
Table (4-1) Dead load Calculations for toping	٣٤
Table (4-2) Dead load calculations for rib	٣٨
Table (4-3): Dead loads for Primary beam	٤٤
Table (4-4): Dead loads calculations of Secondary beam	٥٣

فهرس الصور

الصورة	رقم الصفحة
صورة(١-٢) صورة تبين الموقع العام لقطعة الأرض	٧
صورة(٢-٢) مسقط الطابق الأرضي	٩
صورة(٣-٢) مسقط الطابق الأول	١٠
صورة(٤-٢) مسقط الطابق الثاني	١١
صورة(٥-٢) مسقط المكتبة	١٢
صورة(٦-٢) الوجهة الشمالية	١٣
صورة(٧-٢) الواجهة الجنوبية	١٣
صورة(٨-٢) الواجهة الشرقية	١٤
صورة(٩-٢) الواجهة الغربية	١٤
صورة(١٠-٢) مقطع A-A يبين بعض أنواع الحركة	١٥
صورة(١١-٢) مقطع B-B يبين بعض أنواع الحركة	١٦
صورة(١٢-٢) مقطع C-C و D-D يبين بعض أنواع الحركة في المسرح	١٦

فهرس الأشكال

الشكل	رقم الصفحة
شكل(١-٣) عقدات العصب ذات الأتجاه الواحد	٢٣
شكل(٢-٣) عقدات العصب ذات الأتجاهين	٢٣
شكل(٣-٣) البلاطات المسطحة	٢٤
شكل(٤-٣) صور توضيحية للجسور	٢٥
شكل(٥-٣)بعض أشكال الأعمدة	٢٦
شكل(٦-٣) جدران القص	٢٧
شكل(٧-٣) نقل الاحمال الى الاساسات و الأساس المنفرد	٢٨
شكل(٨-٣) الدرج	٢٩
شكل(٩-٣) جدار إستنادي	٣٠
شكل(١٠-٣) فواصل التمدد	٣١

٣٨	Fig (4-1): Moment Envelopes of Rib in KN.m.
٣٨	fig (4-2): Shear Envelope for rib in KN.m
٣٩	Fig (4-3): Moment Envelopes of Rib in KN.m.
٤٤	Fig (4-4): Moment evelope for primary beam
٤٥	Fig (4-5): Primary beam Dimensions.
٤٩	Fig (4-6): Shear envelope from Dead load on the Primary beam.
٤٩	Fig (4-7): Shear envelope from Live load on the Primary beam.
٥٠	Fig (4-8): Vu calculation at distance d From the face of upport.
٥٢	Fig (4-9): Distance that the spacing of stirrups will be changed
٥٤	Fig (4-10): Moment and Shear Envelopes of Secondary beam
٥٤	Fig (4-11):Factored reactions on Secondary beam.
٥٥	Fig (4-12): Beam Dimensions and spans lengths.
٦٢	Fig (4-13): Moment evelope for on the Column.
٧٣	Fig (4-14): Shear envelope from Dead load on the Frame.
٧٤	Fig (4-15): Shear envelope from Live load on the Frame.
٨١	in the dome Fig (4-16): Moment distribution
٨١	From Stadbro Fig (4-17): Max Moments
٨٥	Fig (4-18): Max Shear on Beam 1
٨٧	Fig (4-19): Ring Beam Moments Distribution
٩٢	Fig (4-20): Ring Beam Shear values
٩٨	Fig (4-21): Second Ring beam Dimensions and Moments Distribution
١٠٢	Fig (4-22):Shear Value at the critical Section
١٠٤	Fig (4-23): Shear Torsion Reinforcement
١٠٧	Fig (4-24): Max Value of torsion
١٠٨	Fig (4-25): Moment distribution for beam 4
١١٢	Fig (4-24): Shear Value at critical section
١١٣	Fig (4-25): Moment Distribution For beam 5 and 6
١٢٣	Fig (4-26): Moment Directions on the Shells
١٢٣	Fig (4-27): Moments Distribution on the Shells
١٢٥	Fig (4-28): Moments Distribution on beam 8
١٥٨	Fig (4-29): 3D for the combined footing

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_s** = area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c** = compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c** = compression strength of concrete .
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.

- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

٢

الفصل الثاني

الوصف المعماري

١.٢ مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٣.٢ موقع المشروع .

٤.٢ اهمية الموقع .

٥.٢ عناصر الحركة في المبنى.

٦.٢ حركة الشمس والرياح .

٧.٢ دراسة عناصر المشروع .

٨.٢ وصف الحركة.

١.٢ مقدمة :

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيله.

إن بساطة المبنى ليست دليلا على بساطة العمل المعماري ، بل إن المبنى على الرغم من البساطة قد يخبئ لنا بين ثناياه من الجمال والفن المعماري في أجزاءه الداخلية ما يجعله يتفوق على الكثير من الأبنية الأخرى ، فالمبنى مهما كانت وظيفته يكون قد حقق الشروط المعمارية تماما عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً ، لان المفهوم المعماري لا يقتصر على الشكل فحسب كما يظن البعض ؛ وإنما يحقق الوظيفة أيضاً .

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور ، وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى ، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة التهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

إن فكرة تصميم مركز التدريب في مدينة الخليل كانت وليدة الواقع السيئ الذي تحياه هذه المدينة في جانب الخدمات الرياضية والتدريبية ، كل ذلك وغيره من الأسباب دفع إلى التفكير الفعلي في هذا التصميم لهذا المركز في الخليل التي هي في أمسّ الحاجة إليه.

٢.٢لمحة عن المشروع :

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني ، و كشف الغطاء عن همومه ، نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود مراكز تدريبة ثقافية في منطقتنا ، نظرا للعجز القائم في البلاد، ويكون الحل بوجود مراكز تدريب نموذجية، تراعي المتطلبات الحديثة لأنظمة التدريب و السلامة العامة .

حيث تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى للتدريب في الخليل يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة ، كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جدا ، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشات، وهو أيضاً يقع في مكان يعطيه إطلالة رائعة على المنطقة .

لقد حصلنا على المخططات المعمارية للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين ، وذلك كي نشرع في أعمال التصميم الإنشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات المعمارية .

٣.٢ موقع المشروع :

عند البدء بتصميم أي مشروع فانه يجب أخذ جملة من الأمور بعين الاعتبار حتى نحصل في النهاية على مشروع جيد يلبي كل الاحتياجات التي أنشئ من اجلها، وأيضاً لا يعاني من أي مشكلات أخرى ، وبالتالي نحصل على تناسق بين التصميم المقترح للموقع والعناصر المكونة لذلك الموقع المؤثرة فيه .
لذلك فإنه يجب إعطاء فكرة جيدة عن عناصر الموقع من طبيعة الأرض المقترحة للبناء وارتباطها بالشوارع الرئيسية لتلك المنطقة ، وأيضاً فانه يجب الأخذ بعين الاعتبار وضع المبنى بالنسبة لحركة الشمس من الشروق إلى الغروب وطبيعة الرياح واتجاهها ، أضف إلى ذلك طبيعة المباني المحيطة بالمنشأ نفسه ومدى ارتفاعها .

يقع هذا المشروع المقترح عند مدخل مدينة الخليل بالقرب من منطقة عين سارة.

تجدر الإشارة هنا انه تم اختيار المشروع ومعاينته قبل البدء في التصميم المعماري ، وقد تم مراعاة تحقق الوظيفة الفعلية للمبنى وكل العوامل الجمالية أيضاً ، كما تم توجيه المبنى بحيث يلبي أغراض التهوية والإنارة ويظهر ذلك جليا في الشكل(٢-١).

الشكل(٢-١) موقع المبنى

٤.٢ أهمية الموقع :

تتمتع مدينة الخليل بموقع مميز بين مدن فلسطين

`،وكانت هناك مجموعة من الأسباب التي أدت إلى اختيار هذه المنطقة لإنشاء المركز إلى جانب حيوية المنطقة والمتطلبات الأخرى اللازمة لاختيار الموقع المناسب والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع وتم مراعاتها و هي على النحو الآتي:

١) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.

٢) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.

٣) حيوية المنطقة .

٤) -سهولة الوصول إلى الموقع.

٥) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

٥.٢ عناصر الحركة فى المبنى :

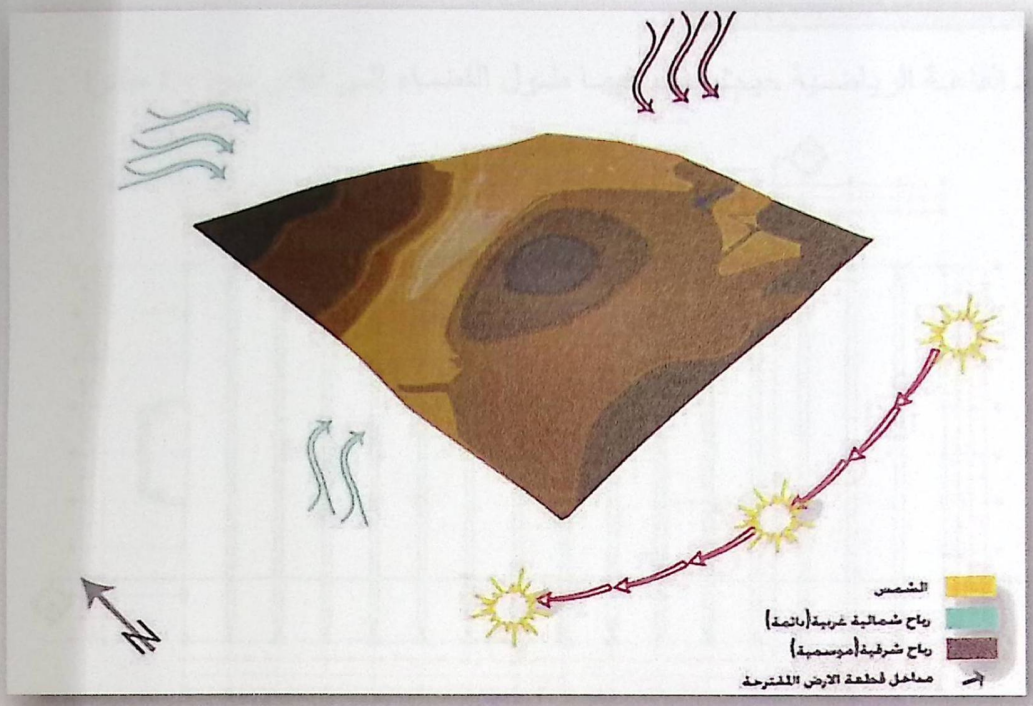
يمكن أن تضم عناصر الحركة في المبنى إلى صياغة العناصر المعمارية لما لها من الأهمية في مثل هذه المشاريع نظرا لتنوعها والاهتمام بها.

٦.٢ حركة الشمس والرياح :

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد،والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة .

للرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

والشكل (٢-٤) ، يوضح تأثير هذه العوامل ، تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى غروبها كما هو موضح بالشكل المجاور :-



الشكل(٢-٢) توجيه المبنى

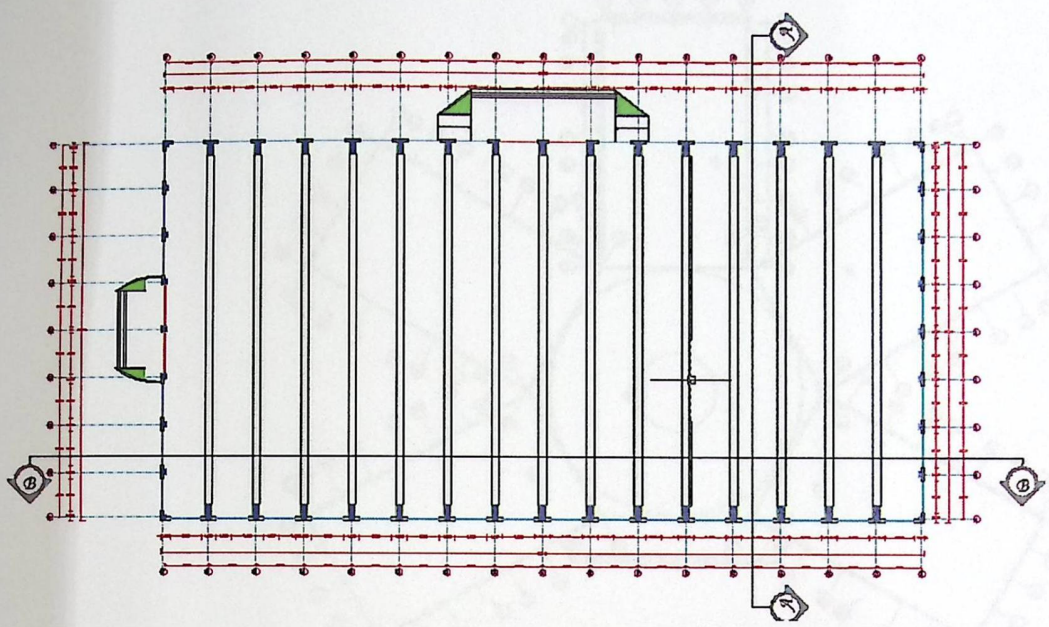
٧.٢ دراسة عناصر المشروع :

(٢-٧-١) المساقط الأفقية :-

يشمل المشروع على العديد من الكتل ونحن نعمل على تصميم ثلاث كتل منها وهي القاعة الرياضية والمسجد وخزانان للمياه ،وتعتبر ذوات تنوع خدماتي موزعة وفق الآتي:

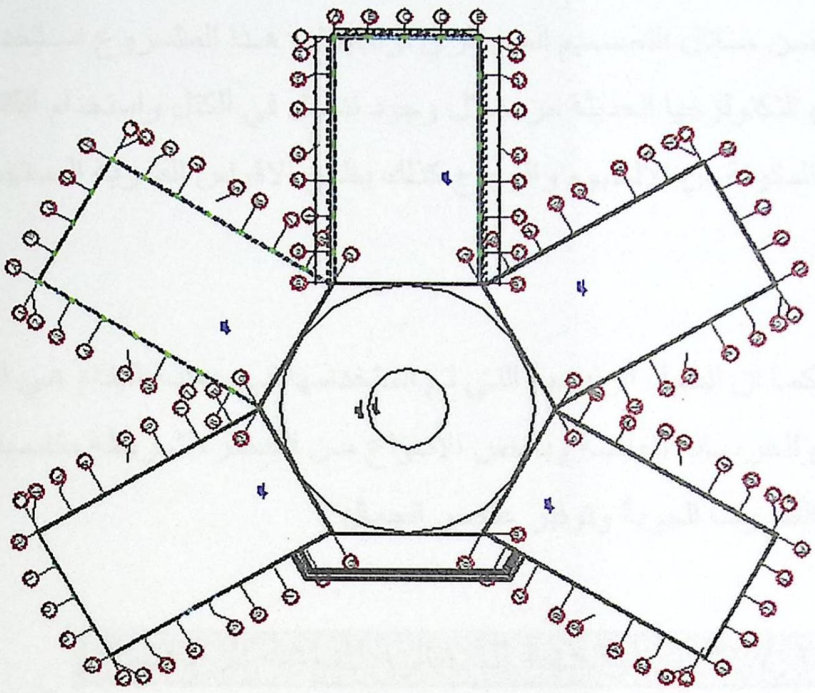
١.١.٧.٢ قاعة الفعاليات :

مخطـط القاعـة الرياضـية حيـث يمنـد فيهـا طـول الفضـاء إلـى أكثـر مـن ٤٠ متـرا :



شكل(٢-٣) مخطط قاعة الفعاليات .

٢.١.٧.٢ مخطط مبنى قاعة العرض والغرف الصفية :



شكل(٢-٤) مخطط مبنى قاعة العرض والغرف الصفية .

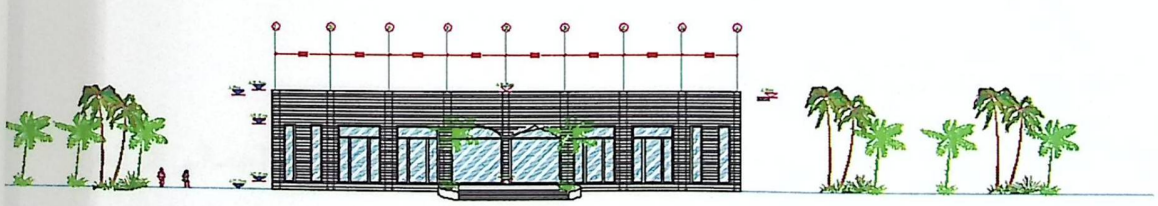
٢.٧.٢ وصف الواجهات :

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأرضي عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج كذلك يظهر الاقواس القشرية المستخدمة في اعلى المبنى .

كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر، شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال .

١.٢.٧.٢ الواجهة الشمالية للقاعة الرياضية :

تعتبر هذه الواجهة الواجهة الرئيسية للمشروع وهي تمتلك هذا الوصف لأنها تمتلك الإطلالة الكاملة للمبنى ومدخله الرئيسي، وتضم هذه الواجهة تصورا جيدا عن حجم المشروع للناظر كما أنها تبرز المدخل الرئيسي الذي يدفع المقبل على المبنى إلى التوجه إليه دون الحاجة إلى إشارة أو دليل .

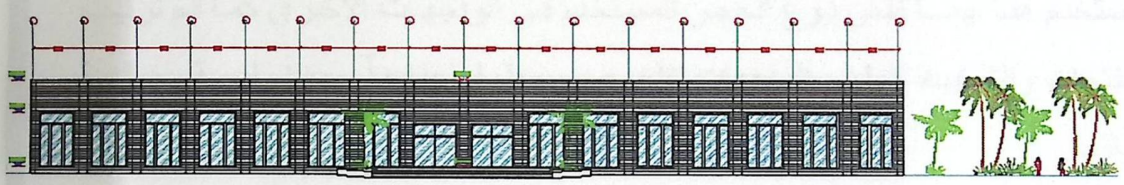


شكل(٢-٥) الواجهة الشمالية لقاعة الفعاليات .

٢.٢.٧.٢ الواجهة الشرقية :

يبرز الجمال المعماري للواجهة واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى ،كذلك يظهر الاقواس القشرية المستخدمة في اعلى المبنى.

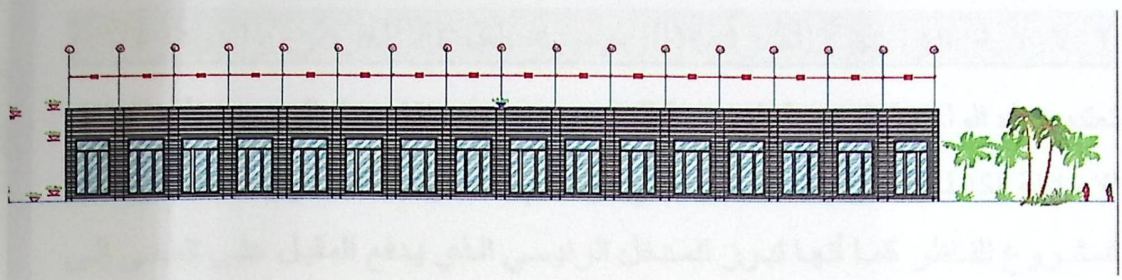
إضافة إلى ذلك فإن هذه الواجهة تحتوي على مجموعة من النوافذ المتناسقة مع بعضها البعض في منظر متوازن ومتماثل يعطي الواجهة نسقا معماريا فريداً، والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الإضاءة والتهوية .



شكل(٢-٦) الواجهة الشرقية لقاعة الفعاليات .

٣.٢.٧.٢ الواجهة الغربية :

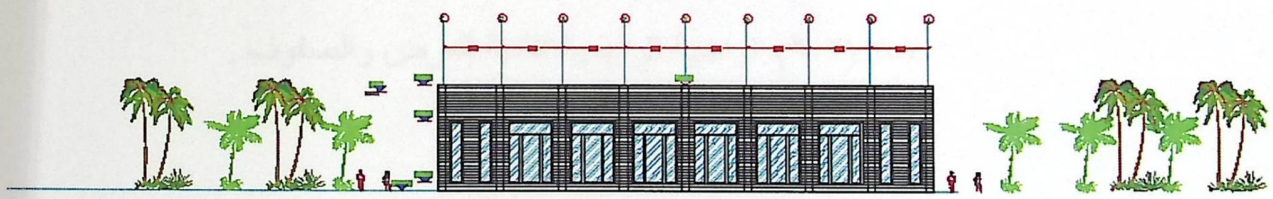
تتناظر هذه الواجهة مع الواجهة الشرقية حيث يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد .



شكل(٢-٧) الواجهة الغربية لقاعة الفعاليات.

٤.٢.٧.٢ الواجهة الجنوبية :

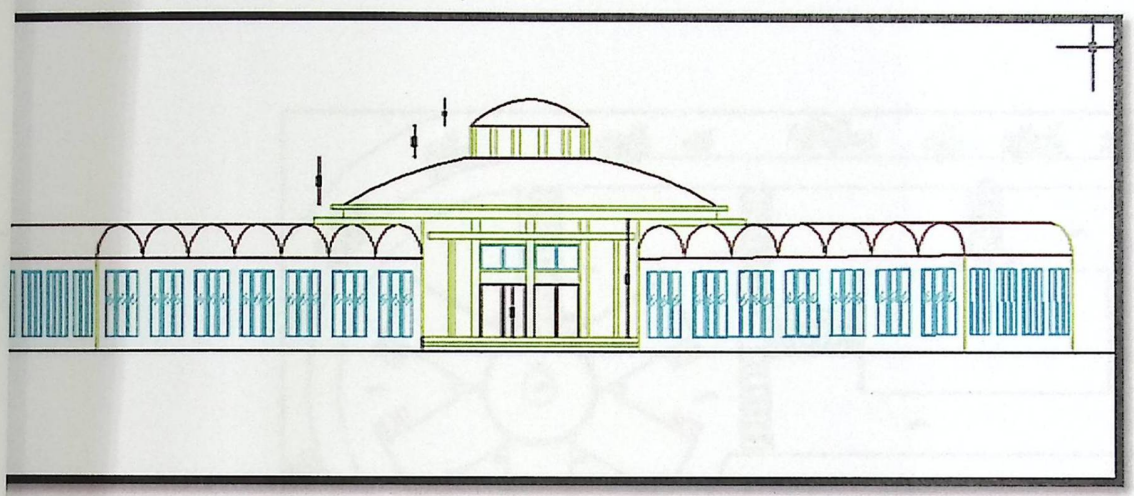
استخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى، وجعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة.



شكل (٢-٨) الواجهة الجنوبية لقاعة الفعاليات.

٥.٢.٧.٢ الواجهة الشرقية(الرئيسية)لقاعة العرض والصفوف :

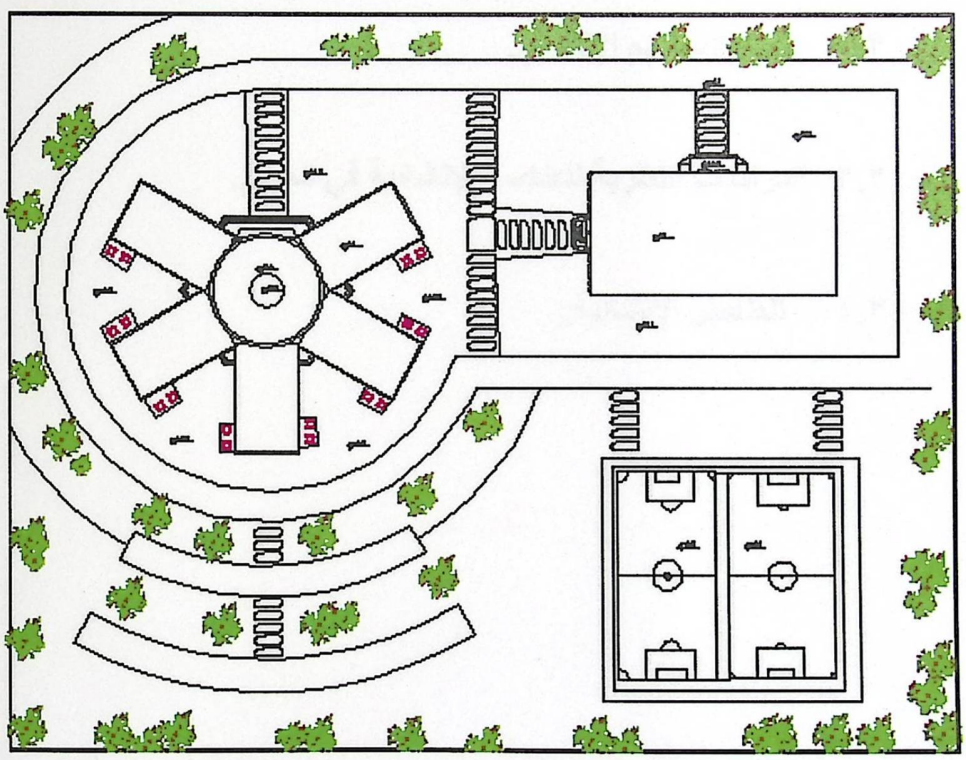
تعتبر هذه الواجهة الواجهة الرئيسية للمشروع وهي تمتلك هذا الوصف لأنها تمتلك الإطلالة الكاملة للمبنى ومدخله الرئيسي، وتضم هذه الواجهة تصورا جيدا عن حجم المشروع للناظر كما أنها تبرز المدخل الرئيسي الذي يدفع المقبل على المبنى إلى التوجه إليه دون الحاجة إلى إشارة أو دليل، ويظهر فيها جمال استخدام نظام القباب، حيث ترتكز فيه القبة الصغيرة على قبة اكبر منها في الأسفل بواسطة بعض الأعمدة، مما يضيف جمالا معماريا لا يوصف.



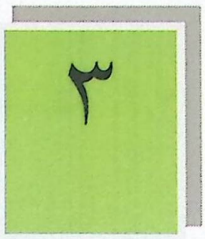
شكل(٢-٩) الواجهة الرئيسية لقاعة العرض والصفوف .

٨.٢ وصف الحركة :

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى ساحات المركز و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية، الموقع المرفق يبين سلاسة الحركة خارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه.



الشكل (٢-١٠) يوضح الموقع العام



الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

١.٣ المقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

٤.٣ العناصر الإنشائية.

١.٣ مقدمة

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- الأمان (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) : من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

١.٣.٣ الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

٢.٣.٣ الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والإتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

٣.٣.٣ الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، أو استعمالات جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وهي تشمل :

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية : كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
٣. الأحمال الساكنة: والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني .

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المخازن	5.0
3	الأدراج	4.0
٤	المطاعم وصالات	5.0
٥	المباني السكنية	2.5
٦	منصات المسرح	7.5
٧	قاعات المعدات	2
٨	مكاتب الإستعلام	2.5

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

٤.٣.٣ الأحمال البيئية

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أن نأخذها بعين الإعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

١. الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع (KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض ، والموقع من حيث الارتفاع والانخفاض عن مستوى سطح البحر أو الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

٢. الثلوج

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

- ارتفاع المنشأة عن مستوى سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

جدول (٣-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

٣. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافٍ يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص بالرجوع إلى الكود المستخدم (UBC97) .

٤.٣ العناصر الإنشائية

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للإستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

١.٤.٣ العقدات

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الإستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

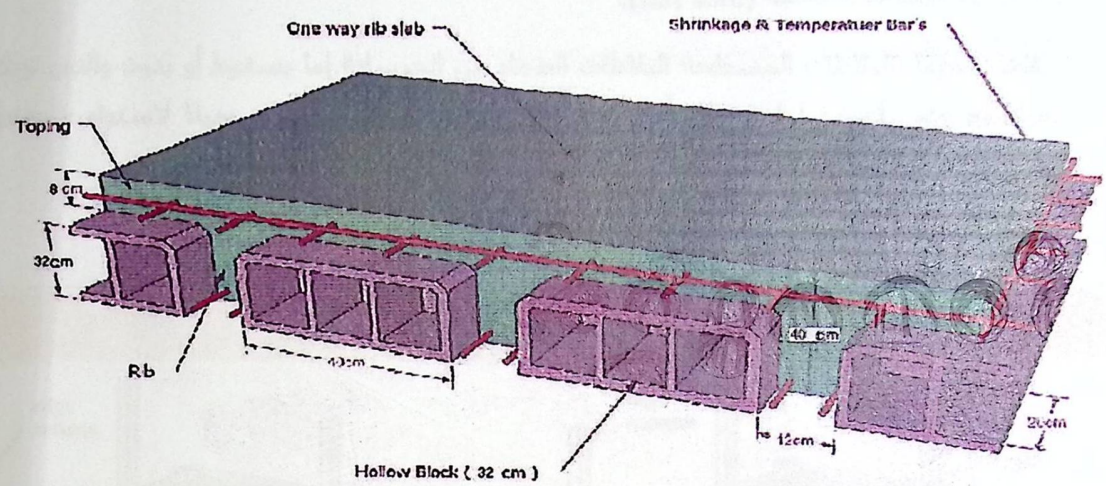
١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ومنها ما هو باتجاه واحد وأخرى باتجاهين.

٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab) .

٢.١.٤.٣ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

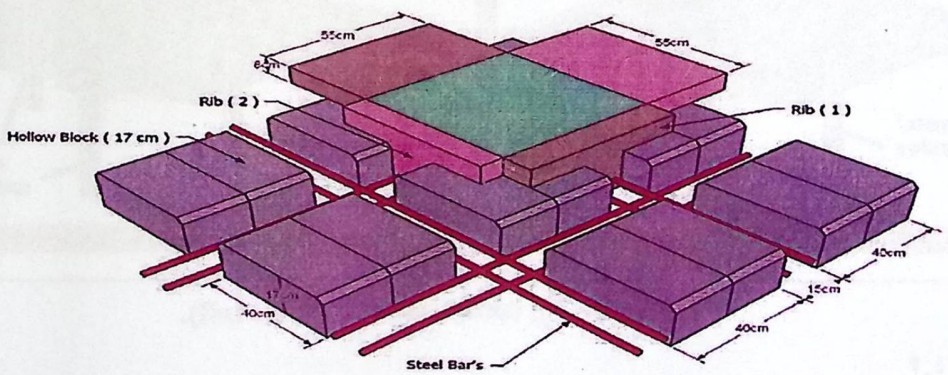
تتميز بخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (٣-١): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٣.١.٤.٣ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

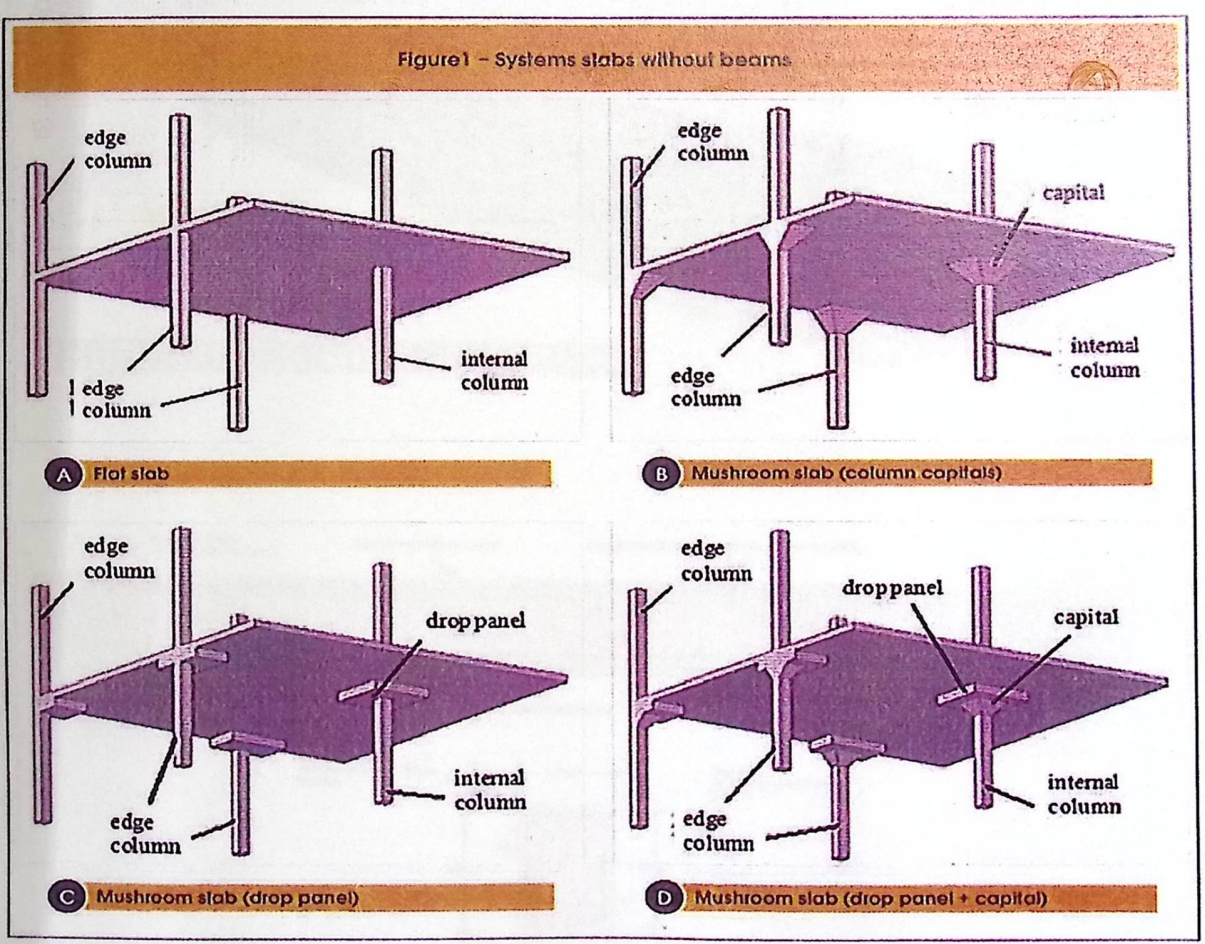
و هذا النوع تم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



الشكل (٣-٢): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٤.١.٤.٣ البلاطات المسطحة (flat slab):

يقصد عموما بالبلاطات المسطحة البلاطات الصماء من الخرسانة إما بسقوط أو بدون والتي ترتكز مباشرة على أعمدة إما برؤوس أو بدونها حيث تعطي شكلا معماريا جميلا لاستواء سطحها وكذلك تعطي توزيعاً أفضل للضوء.



الشكل (٣-٣): البلاطات المسطحة (flat slabs).

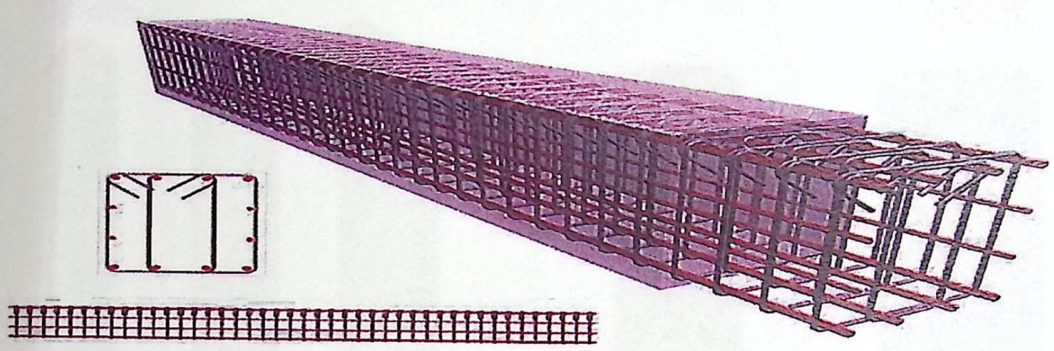
٢.٤.٣

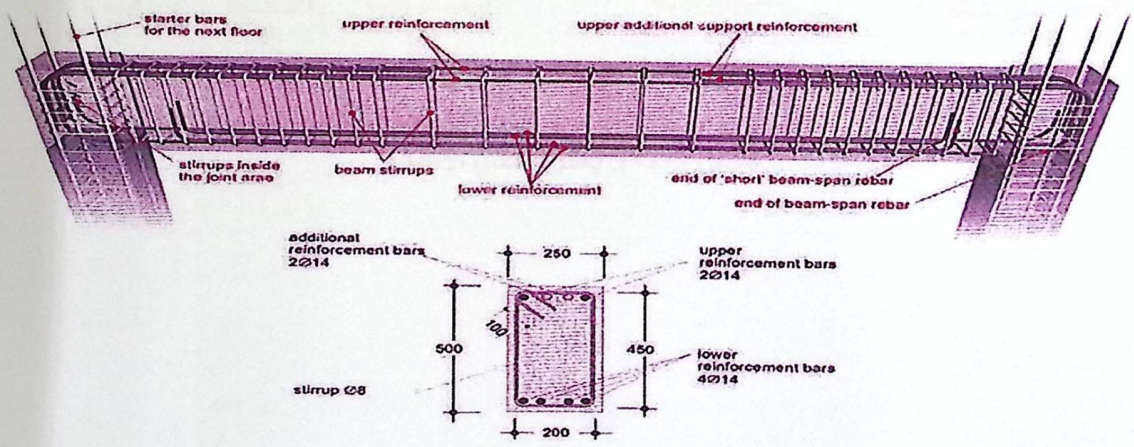
٢.٤.٤ الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من البلاطات إلى الأعمدة ، وهي نوعين:

١. جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) (Hidden Beams).
٢. الجسور المدلاة (Drop Beams) وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل.

وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الأحمال الواقعة على الجسور وفضاءاتها.

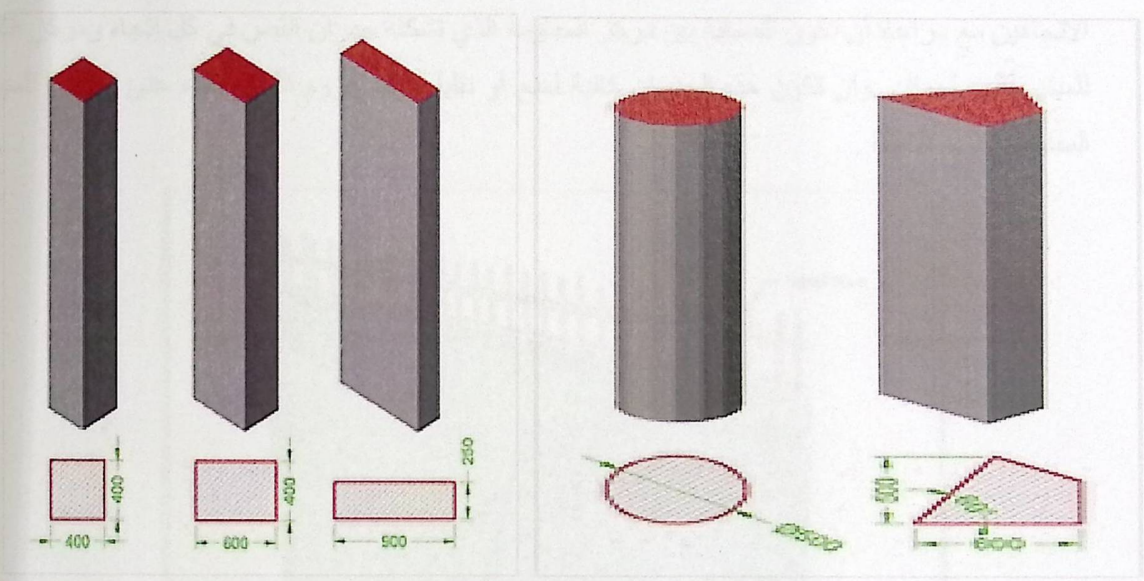




الشكل (٣-٤) صور توضيحية للجسور.

٣.٤.٣ الأعمدة:

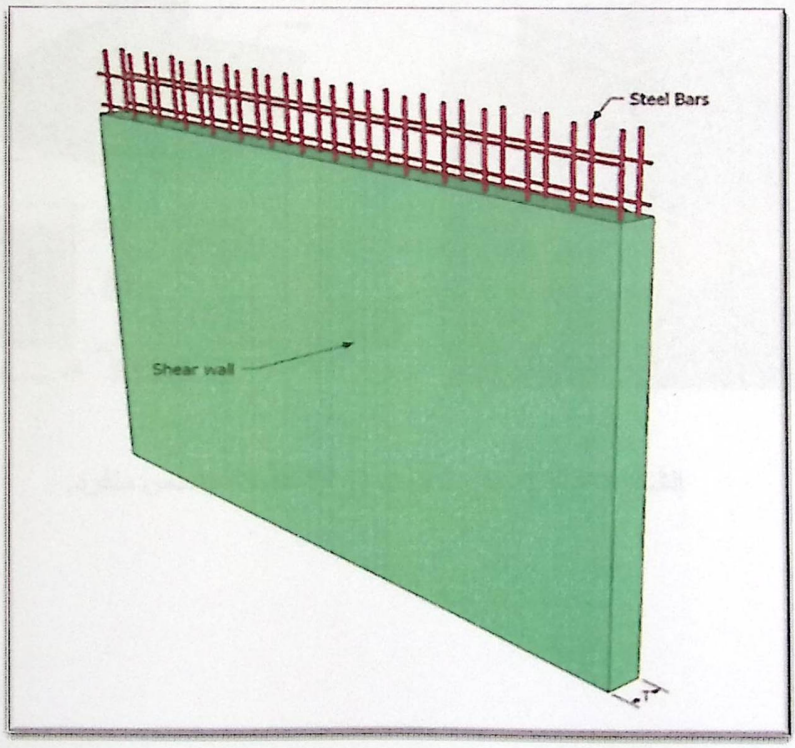
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى ،لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل حيث تقسم من حيث المقطع الى أعمدة دائرية ومربعة وشكل حرف (L) خاصة في زوايا المبنى بالاضافة الى الشكل المستطيل. ومن حيث الطول "النسبة بين طول العمود الى سمكه" تقسم الى اعمدة طويلة (slender or long) و (short) .



الشكل (٣-٥): بعض أشكال الأعمدة.

٤.٤.٣ الجدران الحاملة (جدران القص):

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بطريقة تضمن فعالية المبنى ومقاومته لعزم الالتواء وعزم الانقلاب ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وأن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .

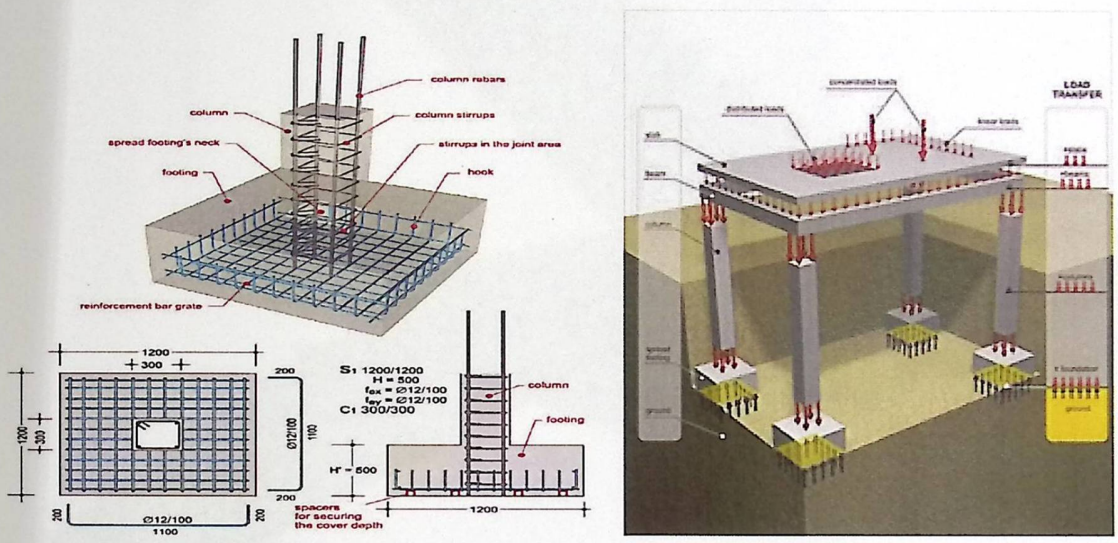


الشكل (٣-٦) : جدار القص .

٥.٤.٣ الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الإنهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

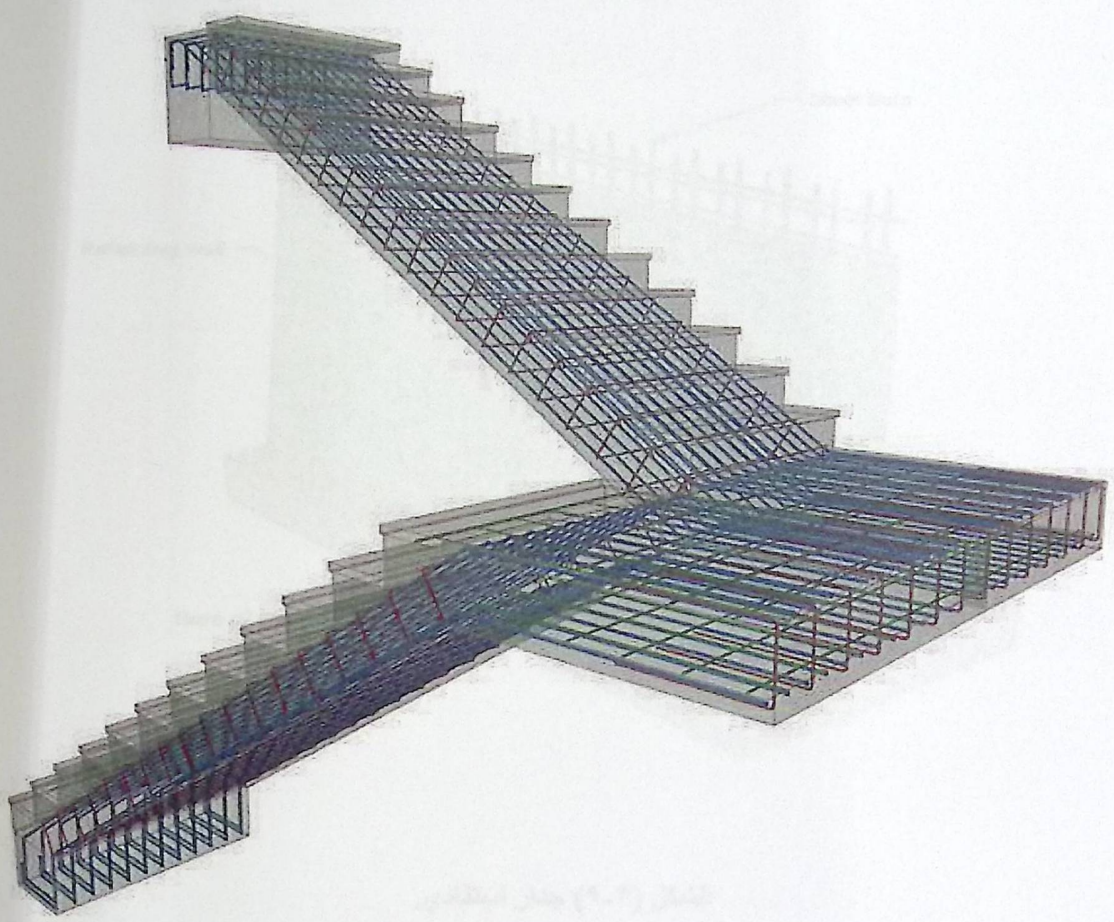
ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءاً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتناسب وطبوغرافية الأرض .



الشكل (٣-٧): نقل الأحمال إلى الأساسات وأساس منفرد.

٦.٤.٣ الأدراج:

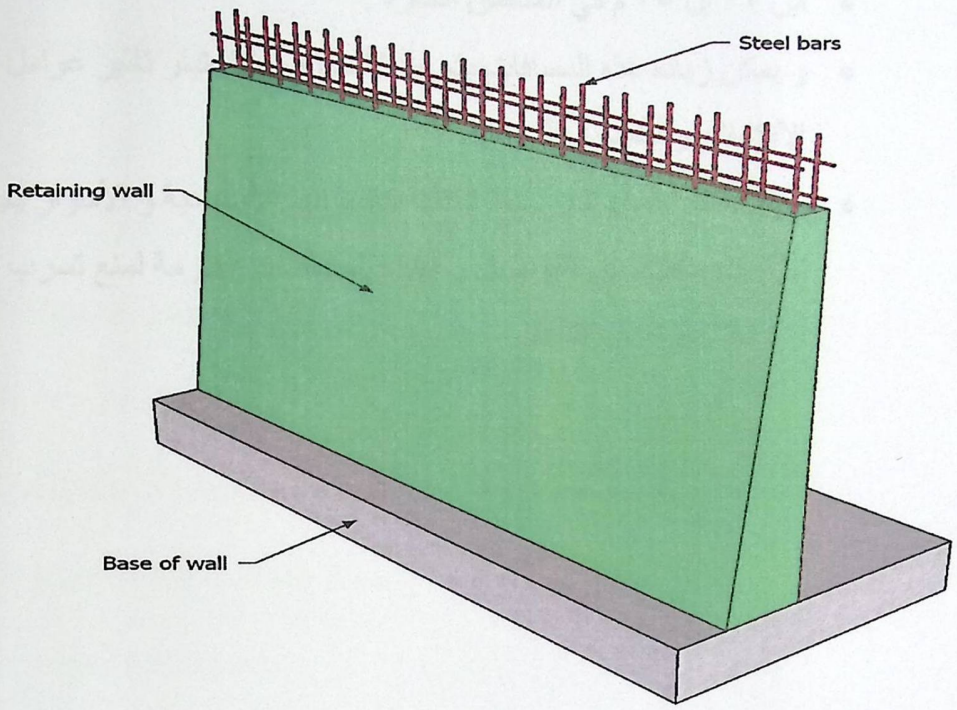
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-٨) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (٣-٨): الدرج .

٧.٤.٣ الجدران الاستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة .



الشكل (٣-٩) جدار استنادي.

٨.٤.٣ فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشات العادية كما يلي :

- من ٤٠ إل ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من ٣٠ إل ٣٥ م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و أخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

4

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4 -1 Introduction

4 -2 Factored Loads

4 -3 Slabs Thickness calculation

4 -4 Load Calculations For the Workshop

4 -5 Design of Topping

4 -6 Design of Rib (R1)

4 -7 Design of Primary Beam

4 -8 Design of Secondary Beam

4 -9 Design of Column

4 -10 Design of Isolated Footing

4 -11 Load Calculations For the Festival hall and its beams.

4-12 Load Calculations For the Classrooms and its beams

4-13 Design of Columns for Festival hall and Classrooms

4-14 Design of Footing for the Festival hall and classrooms building

4 -1 Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are few types of slabs: one way ribbed slab, two way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 200^", Etabs, and Safe programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, it is connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI- code.

NOTE:

- B30 → $fc' = 30N/mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24MPa$) .

- The specified yield strength of the reinforcement {$f_y = 4$٢٠ N/mm² (MPa)}

4 -2 Factored Loads:-

$q_u = 1.2DL + 1.6L$ *ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

4–3 Slabs Thickness calculation:-

➔From *ACI-318-08 table (9.5a)*

Min h ≥ :

$$\frac{L}{18.5} = \frac{4700}{18.5} = 0.254\ m$$

$$\frac{L}{21} = \frac{5000}{21} = 0.238\ m$$

Use thickness of slab 28cm

4-4 Load Calculation For the Workshop:-

For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

❖ **Calculations of Dead load :-**

Material	Unit weight (KN/m³)	Thickness (cm)
Topping slab	25	8
مادة مبلاط	22	3

Table (4-1) Dead load Calculations for toping

Topping = 25×0.08 =2.00 KN/m

Block =22×0.03 = 0.66KN/m

➔Total dead load = 2.66 KN/m/rib

❖ 4.5 Live load calculations:-

From Jordanian live loads Table live load for the halls is 5 KN/m² .

➔ Total live load = 5×١ = ٥ KN/m/rib

➔Wu = 1.2D.L + 1.6L.L *ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

= 1.2×2.66 + 1.6×5 = 11.2KN/m

Check Φ Mn > Mu

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{11.2 * 0.4^2}{12} = 0.15 kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * s$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\sqrt{25} \times \frac{1 * 0.08^2}{6} * 10^3 = 2.24 kN.m$$

Ø = 0.55 for plain concrete (ACI 9.2.2)

$\phi * Mn = 0.55 * 2.24 = 1.23 kN.m.$

$\phi * Mn = 1.23 > Mu = 0.15 KN.m.$

No Reinforcement is required by analysis (ACI 10.5.4)

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$\rho = 0.0018$ *ACI-318-08 (7.12.2)*

$As = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2 / 1m.$

A_s (ϕ 8) =50.27mm^2

So number of bars =144/50.27 = 2.8

Use 3 ϕ 8\ 1m with As = 150.8 mm

Spacing= 1000/ (number of bars) =1000/3 =333.34 mm

Check for max. Spacing:

S=3h=3×80 =240mm..... (Control)

S=450mm

$S = 380(280/f_s) - 2.5C_c$

=380(280/.667×420)-2.5×20 = 337mm

S=300(280/fs) =300(280/0.667×420) =305.67mm

Then use Φ 8 @ 200mm

4-6 Design of Rib (R):-

❖ Materials :-

Concrete B300, Fc' = 25MPa

Reinforcement Steel, fy = 420 N/mm^2 =420MPa

❖ Design constant :-

- b_E For T- section is the smallest of the following:3

b_E =Ln/4= 5000-800/4 = 1050 mm

b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (80) = 1292 mm

b_E = c/c spacing between beams = 520mm

Control ..... 52cm = 520 mm

➢ Requirements For Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

bw ≥ 10cm.....ACI(8.13.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5×bw ..... ACI(8.13.2)

Select h= 28 cm<3.5×12=42cm

t_f≥ Ln/12≥50 mm ..... ACI(8.13.6.1)

Select t_f= 8cm = 80 mm

- 4-5.1System :-
- One -way ribbed slab :-

Material	Unit weight (KN/m³)	Thickness (cm)	Be (cm)	h×ϒ×be
Topping slab	25	8	52	1.04
مدة ميلان	٢٢	3	52	0.3432
R.C Rip	25	20	12	0.6
Hollow Block	10	20	40	0.8
Plaster	22	3	52	0.3432

Table (4-2): Dead load calculations for rib

Sum of Dead Loads = 3.13 KN.M

Live loads = 5 × 0.52 = 2.6 KN.M

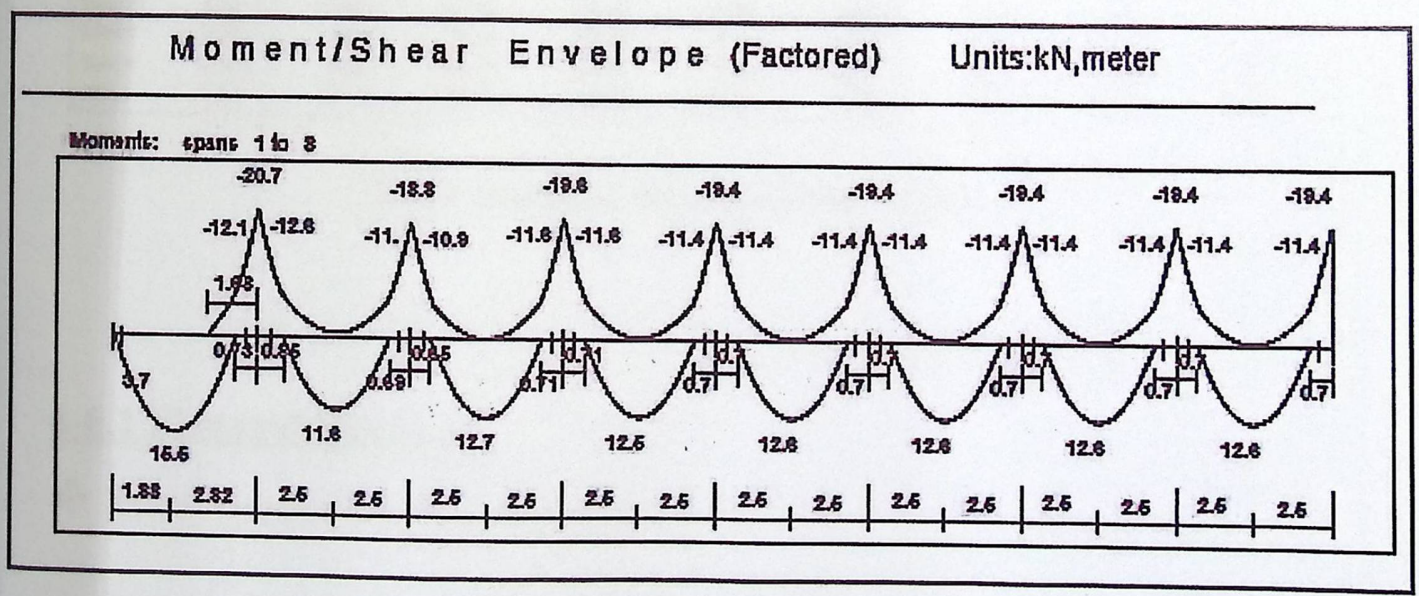


Fig (4-1): Moment Envelopes of Rib in KN.m.

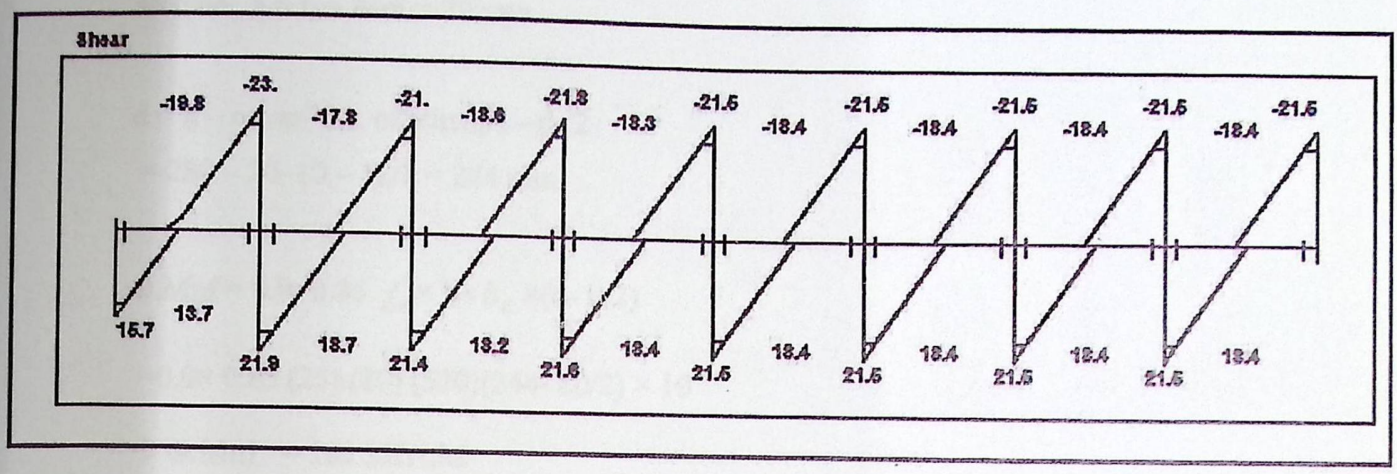


fig (4-2): Shear Envelope for rib in KN.m

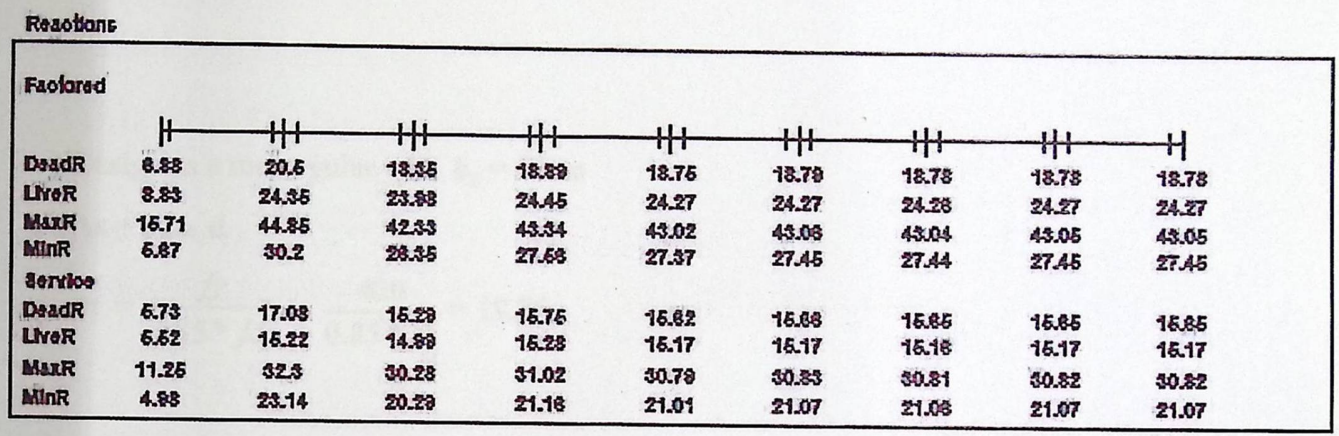


Fig (4-3): Moment Envelopes of Rib in KN.m.

4-6.1 Flexural Design : -

❖ **Design for positive Moment for Rib (R):-**

Use Mu max. Positive for span ➔**Mu= 15.5 KN.M .**

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

assume $a = t_f = 8cm = 80\ mm$

$d = h - cover - dia.\ of\ stirrups - d_b/2$

$= 280 - 20 - 10 - 12/2 = 244\ mm.$

$\Phi.Mnf = 0.9 \times 0.85\ f_c \times t_f \times b_E \times (d - t_f/2)$

$= 0.9 \times 0.85\ (25)\ (80)\ (520)(244 - 80/2) \times 10^{-6}$

$\rightarrow \Phi.Mnf = 162.3KN.M$

$\Phi Mnf = 162.3\ KN.M > Mu = 15.5\ KN.M$

❖ **Rectangular section**

Design as a rectangular with $b_E = 52cm$

$As = \rho.be.d$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25} = 19.76$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{15.5 \times 10^{-3}/0.9}{0.52 \times (0.244)^2} = 0.56MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.56}{412}}\right) = 0.00135$$

$A_S = \rho.be.d = (0.00135) \times (520) \times (244) = 171.3\ mm^2$.

Then use 2Φ 12, As= 226 mm²

❖ **Check Minimum Reinforcement** $A_{s\,min}$ **(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad =\frac{\sqrt{25}}{4(420)}(120)(244)=87.1mm^2$$

$$A_{s\,min}=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad =\frac{1.4}{420}(120)(244)=97.6mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 2Φ12 , As=226 mm^2>171.3mm^2 , OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$226 * 420 = 0.85 * 25 * 520 * a$

$a = 8.59mm$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{8.59}{0.85}=10.1mm$$

$B=0.85\ f_c<28MPa$ ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s=(d-c)/c\times 0.003=\frac{244-10.1}{10.1}\times 0.003=0.069$$

$$\varepsilon_s=0.069>0.005$$

❖ **Design for Negative Moment Mu = -12.6KN.M:**

❖ Design as a rectangular

$$m=\frac{fy}{0.85\times fc'}=\frac{420}{0.85\times 25}=19.76$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b \times d^2} = \frac{12.6 \times 10^{-6} / 0.9}{120 \times (244)^2} = 1.96 \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.76 * 1.96}{412}}\right) = 0.00489$$

$A_s = \rho.b_e.d = (0.00489) \times (120) \times (244) = 143.17\, mm^2$.

Then use 2Φ 10, As=157 mm2

❖ **Check Minimum Reinforcement** $A_{s\,min}$ **(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{25}}{4(420)}(120)(244) = 87.1 mm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(244) = 97.6 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 2Φ10\rip , As=157 mm2>143.17, OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \; b \times a$

$157 \times 420 = 0.85 \times 25 \times 120 \times a$

$a = 25.858\, mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.858}{0.85} = 30.42\, mm$$

β=0.85….. f_c <28MPa ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{244-30.42}{30.42} \times 0.003 = 0.021$$

$$\varepsilon_s = 0.021 > 0.005$$

4-6.2 Design Rib (R) For Shear :-

Vu(at Face of support) =18.7KN (From Shear Envelope)

- Factored shear forces at d=0.244 m = 244 mm from face of support.
- Vc, provided by concrete for the ribs may be taken 10% greater than that for beams.(ACI, section 8.13.8)

Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

$$1.1\ Vc = 1.1 \times \frac{\sqrt{fc'}}{6}\ bw \times d$$

$$= 1.1 \times \frac{\sqrt{25}}{6} \times 0.12 \times 0.244 \times 10^3 = 26.84KN$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times 26.84 = 20.13KN$$

$$\frac{1}{2}\Phi Vc = 20.13 \div 2 = 10.06 \leq Vu = 18.7KN$$

- No shear reinforcement is required.

4-7 Design of Beams (Primary Beam):-

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 $Fc' = 25\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

❖ **4-6.1 Loading :-**

❖ **Total Dead load :**

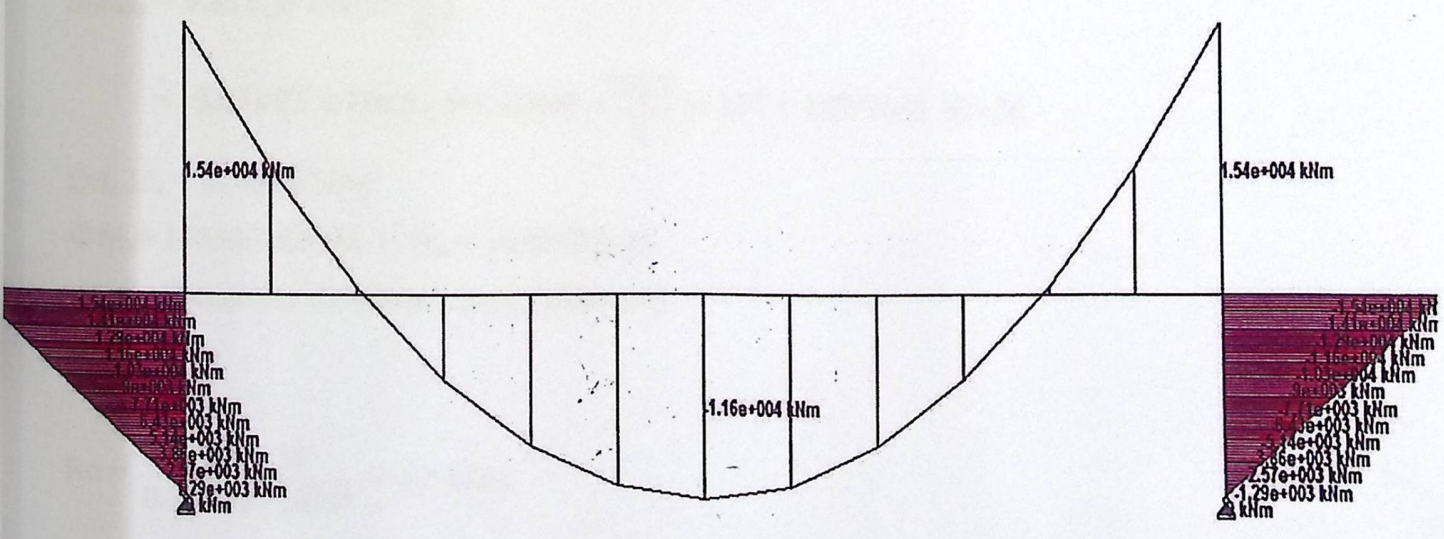
Materials :	h×Y×be	KN/m
مدة ميلان	0.03×22×0.8	0.528
Beam	2×25×0.8	40
Plaster	0.03×22×0.8	0.528

Table (4-3): Dead loads for Primary beam

❖ **Sum of service Dead Loads = 41.056 + (17.1÷ 0.52) = 73.9 KN.M**

❖ **Total live load: $W_{(L.L)}$ = (15.22 ÷ 0.52)+(5× 0.8) = 33.26 KN/m**

Assumed that h = 2000 mm to analyze the beam using (Stad Pro) Software to get Shear &Moment



Envelope :

Fig (4-4): Moment evelope for primary beam

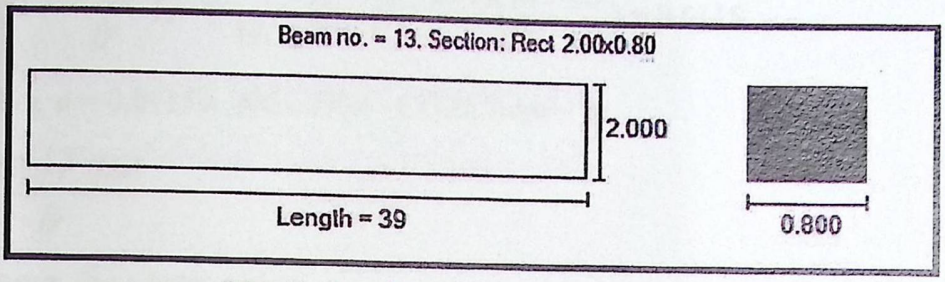


Fig (4-5): Primary beam Dimensions.

➢ **Determination of Beam dimensions :**

$\Phi = 32$

d = 2000 - 40 – 10 – 32\2 = 1934 mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 193.4 = 82.88$ cm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 82.88 = 70.45$ cm

❖ 4-7.2 Design Beam For Flexure :-

b = 800 mm , h = 2000 mm

❖ Design for Positive Moment Mu = +11600KN.M:

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 704.5 \times 800 \, (1934 - \frac{704.5}{2}) \times 10^{-6} = 18943.66$ KN.M

But, $M_u = 11600$ KN.M

$\Phi M_n = 15533.7$ KN.M > $M_u = 11600$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{11600 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 1934^2} = 4.3$ MPa

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{400}{0.85 \times 15} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 4.3}{420}}) = 0.0115$$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0115 \times 800 \times 1934 = 17792.7 mm^2 / m$

$$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (800) * 1934}{420} = 4604.76 \ mm^2/m$$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4 * (800) * 1934}{420} = 5157.3 \ mm^2/m$$

$N = 17792.8 \div 804.2 = 22.1$

➔ **Use 24 Φ 32 (2 layers)**

$As_{prov} = 19300.8 \ mm^2/m > As_{req} = 17792.8 \ mm^2/m$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 12 \times 32}{11} = 28.27mm$$

$S > 25$ mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$19300.8 * 420 = 0.85 * 25 * 800 * a$

$a = 476.84\,mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{476.8}{0.85} = 561\,mm$

$\beta = 0.85$ ..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{1934-561}{561} \times 0.003 = 0.0073$$

$\varepsilon_s = 0.0073 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ Design for Negative Moment Mu = -15400KN.M:

$M_{n\,max} = 0.85 * fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85*25' \times 704.5 \times 800 \, (1934 - \frac{704.5}{2}) \times 10^3 = 18943.6$ KN.M

But, $M_u = 15400$ KN.M

$\Phi M_n = 15533.7$ KN.M > $M_u = 15400$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{15400 * 10^6}{0.9 * 800 * 1934^2} = 5.72MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.76 * 5.72}{420}}) = 0.0162$$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0162 \times 800 \times 1934 = 25091.8 mm^2 / m$

$$As\ min = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25)*\sqrt{25}*(800)*1934}{420} = 4604.76\ mm^2/m$$

Not less than, $As\ min = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4*(800)*1934}{420} = 5157.3\ mm^2/m$$

N =25091.8 ÷ 804.2 = 31.2

➔ **Use 33 Φ 32 (3 layers)**

$As_{prov} = 25734.4\ mm > As_{req} = 25091.8\ mm^2/m$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{800-2*40-2*10-11*32}{10} = 34.8\ mm$$

S > 25 mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$25734.4 * 420 = 0.85 * 25 * 800 * a$

$a = 635.79\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{635.79}{0.85} = 747.98\ mm$$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{1934-747.98}{747.98} \times 0.003 = 0.00475$$

$\varepsilon_s = 0.004 < 0.00475 < 0.005$.....*OK*

❖ 4-7.3 Design (Primary beam) For Shear :-

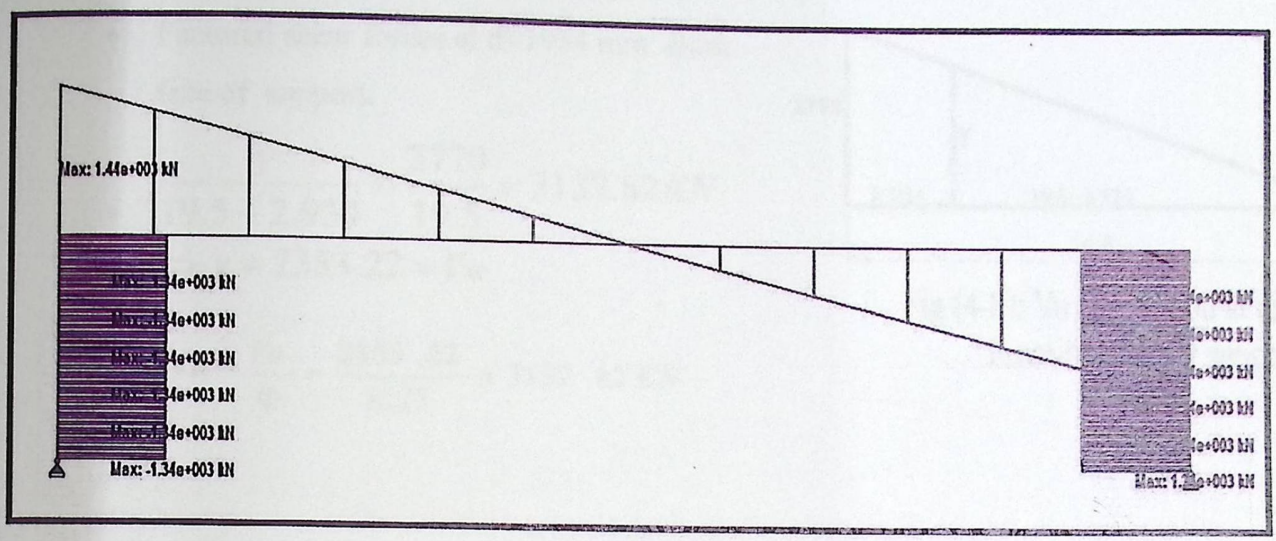


Fig (4-6): Shear envelope from Dead load on the Primary beam.

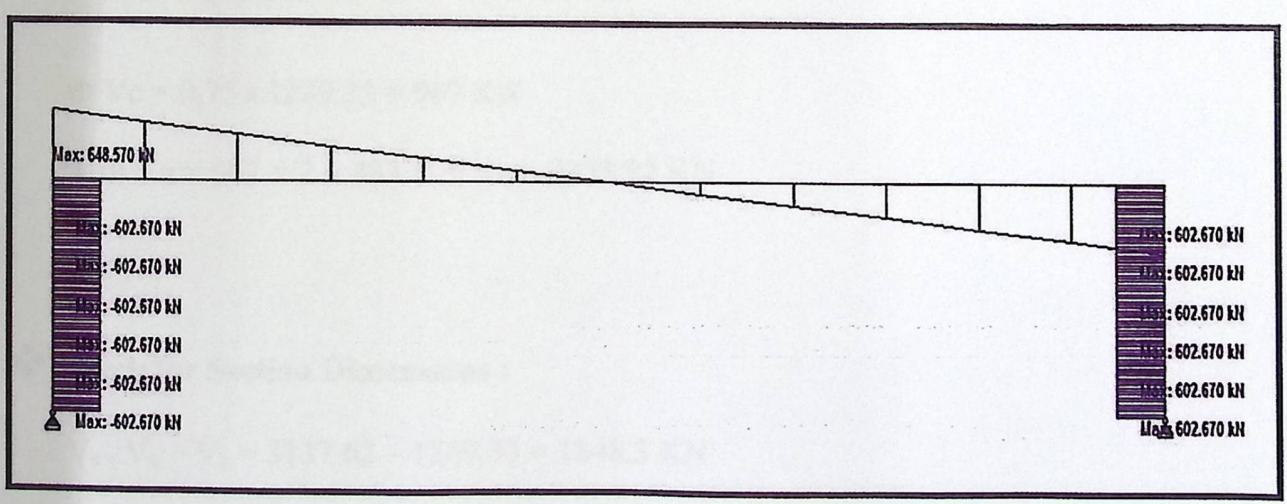


Fig (4-7): Shear envelope from Live load on the Primary beam.

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. 28245 الرقم التسلسل
Class. رقم التصنيف

Vu(at Face of support) = 2353.22 KN (From Shear Envelope)

- d = 2000 - 40 – 10 – 32\2 = 1934 mm
- Factored shear forces at d=1934 mm from face of support.
- $\frac{y}{19.5-2.934}=\frac{2770}{19.5}=3137.62KN$
  $\Rightarrow y=2353.22=Vu$
- `Vn = $\frac{Vu}{\Phi}=\frac{2353.22}{0.75}=3137.62\ KN$

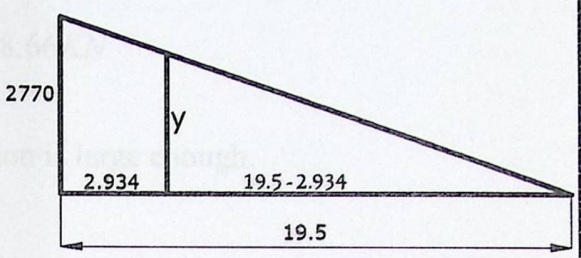


Fig (4-8): Vu calculation at distance From the face of support.

❖ Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

$Vc=\frac{\sqrt{fc'}}{6}\ bw\times d$

$=\frac{\sqrt{25}}{6}\times 800\times 1934\times 10^{-3}=1289.33\ KN$

$\Phi\ Vc=0.75\times 1289.33=967\ KN$

$\frac{1}{2}\Phi\ Vc=967\div 2=483.5\ \leq Vu=2353.22\ KN$

❖ **Check for Section Dimensions :**

$V_s=V_n-V_c=3137.62-1289.33=1848.3\ KN$

$V_{s,max}=\frac{2\sqrt{fc'}\times bw\times d}{3}=\frac{2\sqrt{25}\times 800\times 1934}{3}\times 10^{-3}=5157.3KN$

$$V_{s,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{16} = \frac{\sqrt{25} \times 800 \times 1934}{16} \times 10^{-3} = 483.5KN$$

$$V_s' = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{\sqrt{25} \times 800 \times 1934}{3} \times 10^{-3} = 2578.66KN$$

$V_s \leq V_{s,max}$ → 1848.3 < 5157.3 → The section dimension is large enough.

$V_s \leq V_s'$ → 1848.3 < 2578.66 →

Smax ≤ d\2 ≤ 600

→1934/2=967 > 600 mm

Take Smax = 600 mm - Control

V_n = 3137.63 > V_c = 1289.33

❖ Try minimum shear reinforcement:

$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}}$ but not less than,

$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}}$ - Control $(\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3})$

Use stirrups U-shapes (4 - leg stirrups) Φ12 with As = 4×113.04 = 452.16 mm²

$$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 452.16 \times 300}{800} = 508.68 \text{ mm} < S_{max} = 600 \text{ mm}$$

Take S = 500 mm

$$V_{S\,(4\,\Phi12)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{1934 \times 452.16 \times 300}{500} \times 10^{-3} = 52468.4 \text{ KN}$$

Check Case 4:

$\Phi (V_c + V_{s,min}) < V_u \leq \Phi (V_c + V_s')$ – Stirrups are required.

$0.75 (1289.33 + 483.5) < 2353.22 \leq 0.75 (1289.33 + 2578.66)$

$1329.6 < 2353.22 \leq 2901$ → Case 4

$$S = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{V_s} = \frac{1932 \times 452.16 \times 300}{1848.3} \times 10^{-3} = 141.93 \text{ mm} < S_{max} = 600$$

Use (4-Leg) Φ_{12} @140mm $< S_{max} = 600$

Changing "S" to "S_2" = $2S_1$ = 280 mm for another region .

Take S_2 = 250 mm.

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{d.f_{yt}} \Rightarrow \frac{(V_n - V_c)}{d.f_{yt}}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{A_v.d.f_{yt}}{S} + V_c$$

$$= \frac{452.16 \times 300 \times 1934 \times 10^{-3}}{250}$$

= 2338.7 KN

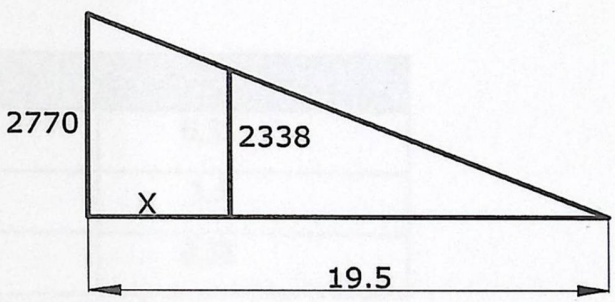


Fig (4-9): Distance that the spacing of stirrups will be changed

$$\frac{2338}{(19.5 - X)} = \frac{2770}{19.5}$$

$45591 = 54015 - 2770 X$

→ X= 3 m

❖ 4-8 Design of Beams (Secondary Beam):-

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 $Fc' = 25\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

❖ **4-7.1 Loading :-**

❖ **Total Dead load :**

Materials :	h×ϒ×be	KN\m
مدة ميلان	0.03×22×0.5	0.33
Beam	0.28×25×0.5	3.5
Plaster	0.03×22×0.5	0.33

Table (4-4): Dead loads calculations of Secondary beam

❖ **Sum of service Dead Loads = 4.16 + (5.73 ÷ 0.52) = 15.17 KN.M**

❖ **Total live load: $W_{(L.L)}$ = (5.52 ÷ 0.52)+(5× 0.5) = 13.1 KN/m**

Assumed that h = 280 mm to analyze the beam using (Atir) Software to get Shear & Moment Envelope :

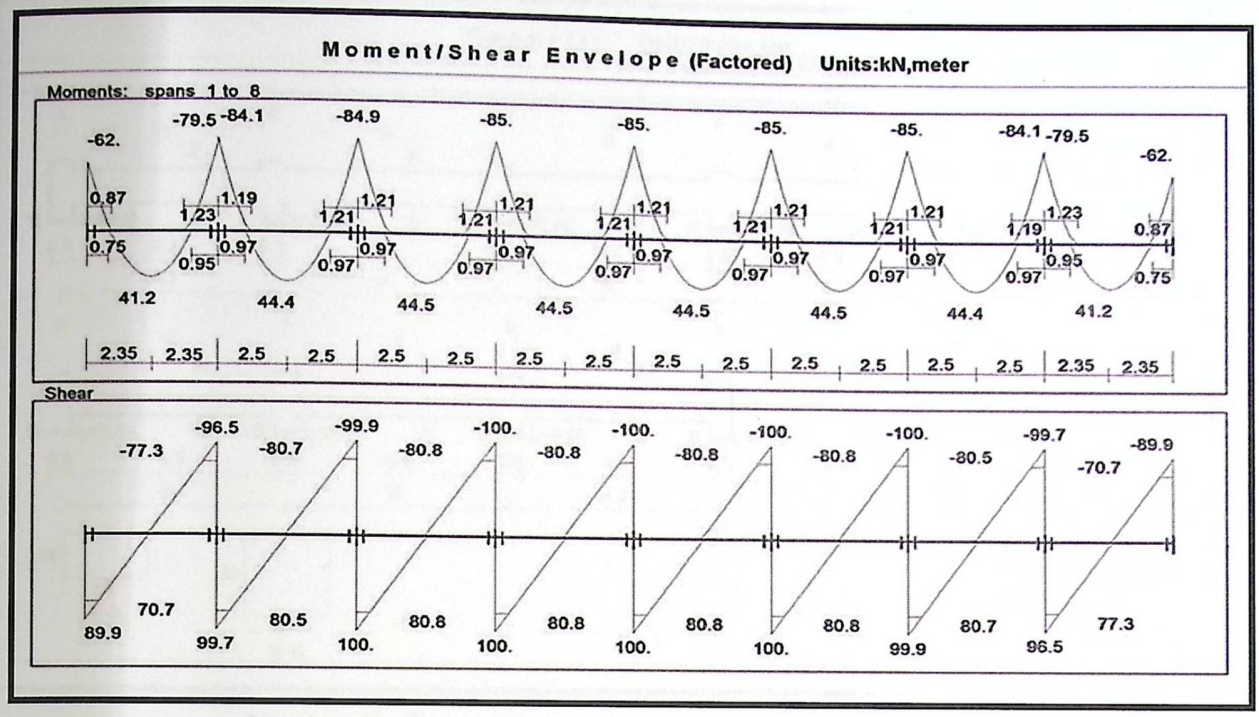


Fig (4-10): Moment and Shear Envelopes of Secondary beam

Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Reactions

Factored

DeadR	40.79	90.22	91.08	91.02	91.02	91.02	91.08	90.22	40.79
LiveR	49.1	105.95	108.77	108.91	108.92	108.91	108.77	105.95	49.1
MaxR	89.9	196.17	199.85	199.93	199.94	199.93	199.85	196.17	89.9
MinR	38.67	139.41	141.5	141.34	141.36	141.34	141.5	139.41	38.67
Service									
DeadR	34.	75.18	75.9	75.85	75.85	75.85	75.9	75.18	34.
LiveR	30.69	66.22	67.98	68.07	68.08	68.07	67.98	66.22	30.69
MaxR	64.68	141.4	143.88	143.92	143.93	143.92	143.88	141.4	64.68
MinR	32.66	105.92	107.41	107.3	107.31	107.3	107.41	105.92	32.66

Fig (4-11):Factored reactions on Secondary beam.

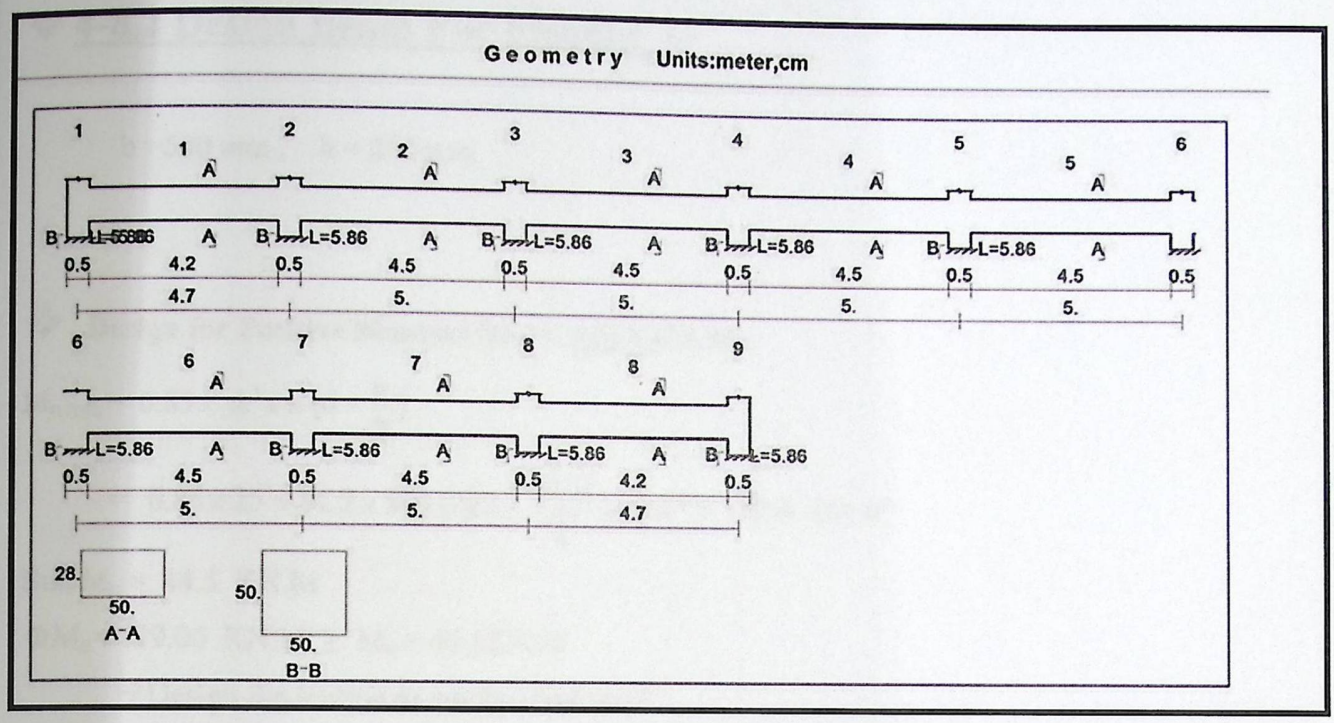


Fig (4-12): Beam Dimensions and spans lengths.

Determination of Beam dimensions :

$\Phi = 18$

$D = 280 - 40 - 10 - 18\backslash 2 = 223$ mm

$C = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} \times 223 = 95.5$ mm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 95.5 = 81.2$ mm

❖ 4-8.2 Design Beam For Flexure :-

b =500 mm , h = 280 mm

❖ **Design for Positive Moment Mu = +44.5 KN.M:**

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 81.2 \times 500 \, (223 - \frac{81.2}{2}) \times 10^{-6} = 157.4 \text{ KN.M}$

But, $M_u = 44.5$ KN.M

$\Phi M_n = 129.06$ KN.M $\geq M_u = 40.5$KN.M

→Design the section as singly reinforced

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{44.5 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 223^2} = 1.988 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 15} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 1.988}{420}}) = .00498$$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.00498 \times 500 \times 223 = 555.27 \text{ mm}^2/\text{m}$

$$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (500) * 223}{420} = 331.84 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4*(500)*223}{420} = 371.67 \text{ mm}^2/\text{m}$$

N = 555.27 ÷ 153.86 = 3.6

➔ **Use 4Φ 14 (1 layer)**

As_{prov} = 615.44 mm² /m> As_{req} = 502.86 mm² /m

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{500-2\times40-2\times10-4\times14}{3} = 114.6 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > d_b

- OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

615.44 * 420 = 0.85 * 25 * 500 * a

$a = 24.327\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24.327}{0.85} = 28.62\ mm$$

β=0.85 ….. $f_c < 28$MPa ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{223-28.62}{28.62} \times 0.003 = 0.0203$$

$$\varepsilon_s = 0.0203 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Positive Moment Mu = -85 KN.M:**

Determination of Beam dimensions :

$\Phi = 20$

D = 280 - 40 – 10 –20\2 = 220 mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 223 = 94.28mm$

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 94.28 = 80.14$ mm

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 80.14 \times 500 \, (220 - \frac{80.14}{2}) \times 10^{-6} = 153.21KN.M$

But, $M_u = 85$ KN.M

$\Phi M_n = 125.63KN.M \geq M_u = 85$ KN.M

→Design the section as singly reinforced

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{85 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 223^2} = 3.798MPa$

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 3.798}{420}}) = 0.01004$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.01004 \times 500 \times 223 = 1119.46 \ mm^2 / m$

$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$

$$= \frac{(0.25)*\sqrt{25}*(500)*223}{420} = 331.84 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4*(500)*223}{420} = 371.67 \text{ mm}^2/\text{m}$$

N = 1119.46 ÷ 314 = 3.56

➔ **Use 4Φ 20 (1 layer)**

$As_{prov} = 1256 \text{ mm}^2/\text{m} > As_{req} = 1119.46 \text{ mm}^2/\text{m}$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{500 - 2\times40 - 2\times10 - 4\times20}{3} = 106.667 \text{ mm}$$

S > 25 mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$1256 * 420 = 0.85 * 25 * 500 * a$

$a = 49.65\,mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{49.65}{0.85} = 58.41\,mm$$

B = 0.85 ….. $f_c < 28$MPa ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{220 - 58.41}{58.41} \times 0.003 = 0.0083$$

$\varepsilon_s = 0.0083 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ 4-8.3 Design (Secondary beam) For Shear :-

Vu(at Face of support) = 81 KN (From Shear Envelope)

- Factored shear forces at d=0.223 m = 233 mm from face of support.
- $Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{81}{0.75} = 108\ KN$

Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6}\ bw \times d$

$= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 500 \times 223 \times 10^{-3} = 92.91\ KN$

$\Phi\ Vc = 0.75 \times 92.91 = 69.68\ KN$

$\frac{1}{2}\ \Phi\ Vc = 69.68 \div 2 = 34.84 \leq Vu = 81\ KN$

Check for Section Dimensions :

$V_s = V_n - V_c = 108 - 92.91 = 15.1 KN$

$$V_{s,max} = \frac{2\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{2\sqrt{25} \times 500 \times 223}{3} \times 10^{-3} = 371.66 KN$$

$$V_{s,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{16} = \frac{\sqrt{25} \times 500 \times 223}{16} \times 10^{-3} = 34.84 KN$$

$$V_s' = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{\sqrt{25} \times 500 \times 223}{3} \times 10^{-3} = 185.83 KN$$

$V_s \leq V_{s,max} \rightarrow 15.1 < 371.66 \rightarrow$ The section dimension is large enough.

$V_s \leq V_s' \rightarrow 15.1 < 185.83 \rightarrow$

$Smax \leq d\backslash 2 \leq 600$

→223/2 ≤ 600 = 111.5 mm - Control

$V_n = 108 > V_c = 92.91$

Try minimum shear reinforcement:

$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}}$ but not less than,

$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}}$ - Control $(\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3})$

Use stirrups U-shapes (double leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157.1 mm²

$$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 157.1 \times 300}{500} = 282.78 \text{ mm} > S_{max} = 111.5 \text{ mm}$$

Take $S = S_{max} = 111.5$ mm

$$V_{S\,(2\,\Phi 10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{223 \times 157.1 \times 300}{111.5} \times 10^{-3} = 94.26 \text{ KN}$$

Check Case 3:

$\Phi V_c < V_u \leq \Phi (V_c + V_{s,min})$ – Stirrups are required.

$0.75 (92.91) < 81 \leq 0.75 (92.91 + 34.84)$

$69.68 < 81 \leq 95.81$ → Case3

$$S = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{V_s} = \frac{223 \times 157.1 \times 300}{15.1} \times 10^{-3} = 696 \text{ mm} > S_{max} = 111.5$$

Use Φ_{10}@100mm < $S_{max} = 111.5$

Changing "S" to "S_2" = $2S_1$ = 200 mm for another region .

4-9 Design of column as a beam:

Design of Section (1-1) :

❖ 4-8.1 Loading :-

Assumed that h = 2000 mm to analyze the beam using (Stad Pro) Software to get Shear & Moment Envelope :

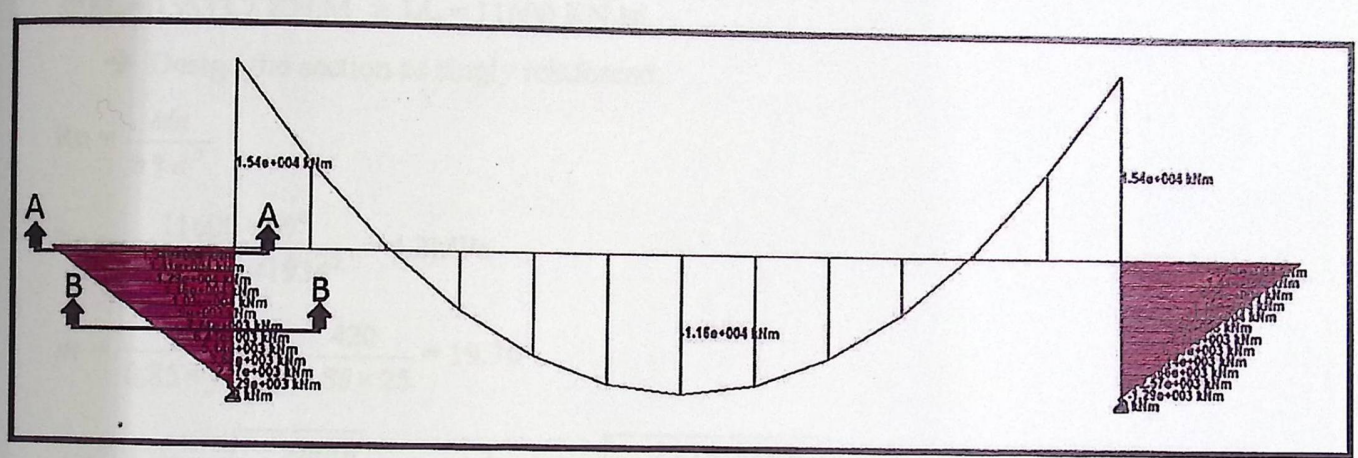


Fig (4-13): Moment evelope for on the Column.

Determination of Beam dimensions :

- $\Phi = 32$
- d = 2000 - 40 – 10 – 32\2 = 1934 cm
- $C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 193.4 = 82.88$ cm
- $a = \beta_1 c = 0.85 \times 82.88 = 70.45$ cm

❖ 4-9.2 Design Beam For Flexure (Section1-1) :-

b = 800 mm , h = 2000 mm

❖ Design for Positive Moment Mu = +11600KN.M:

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 704.5 \times 800 \, (1934 - \frac{704.5}{2}) \times 10^{-6} = 18943.66$ KN.M

But, $M_u = 11600$ KN.M

$\Phi M_n = 15533.7$ KN.M > $M_u = 11600$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{11600 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 1934^2} = 4.3 \text{MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 4.3}{420}}) = 0.0115$$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0115 \times 800 \times 1934 = 17792.8$ mm² / m

$$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (800) * 1934}{420} = 4604.76 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4*(800)*1934}{420} = 5157.3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

N = 17792.76 ÷ 804.2 = 22.1

Use 24 Φ 32 (2 layers)

As_{prov} = 19300.8 mm² /m> As $_{req}$ = 17792.8 mm² /m

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{800-2\times40-2\times10-12\times32}{11} = 28.72\text{mm}$$

S > 25 mm

S > d_b

- OK

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{803.84\times24}{1500\times800} = 0.0161 \quad \text{---- OK}$$

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

19300.8 * 420 = 0.85 * 25 * 800 * a

$a = 476.84\,mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{476.8}{0.85} = 561\,mm$$

β=0.85 ….. f_c <28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c\times0.003 = \frac{1934-561}{561}\times0.003 = 0.0073$$

$\varepsilon_s = 0.0073 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

➢ **Design for Negative Moment Mu = -15400 KN.M :**

$M_{n\,max} = 0.85 * fc' \text{ a b } (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85*25'\times704.5\times800\,(1934-\frac{704.5}{2})\times10^3 = 18943.6$ KN.M

But, $M_u = 15400$ KN.M

$\Phi M_n = 15533.7$ KN.M $> M_u = 14500$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2}$$

$$Rn = \frac{15400*10^6}{0.9*800*1934^2} = 5.72 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1-\frac{2*19.76*5.72}{420}}) = 0.0162$$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0162 \times 800\times1934 = 25091.8$ mm² / m

$$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25)*\sqrt{25}*(800)*1934}{420} = 4604.76 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4*(800)*1934}{420} = 5157.3 \text{ mm}^2/\text{m}$$

N =25091.8 ÷ 804.2 = 31.2

➔ **Use 33 Φ 32 (3 layers)**

$As_{prov} = 25734.4$ mm $>$ $As_{req} = 25091.8$mm² /m

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{800 - 2*40 - 2*10 - 11*32}{10} = 38.4 \text{ mm}$$

$S > 25$ mm

$S > d_b$

- OK

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{803.84 \times 33}{2000 \times 800} = 0.01657 \quad \text{---- OK}$$

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$25734.4 * 420 = 0.85 * 25 * 800 * a$

$a = 635.79\, mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{635.79}{0.85} = 747.98\, mm$$

β=0.85..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{1934 - 747.98}{747.98} \times 0.003 = 0.00475$$

$$\varepsilon_s = 0.004 < 0.00475 < 0.005$$

OK

➢ 4-9.3 Design Section (B-B) in Column :

Determination of Beam dimensions :

$b = 800$ mm , $h = 1500$ mm

$D_b = 32$

$D = 1500 - 40 - 10 - 32\backslash 2 = 1434$ cm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 143.4 = 61.45$ cm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 82.88 = 52.23$ cm

❖ Design Beam For Flexure :-

Design for Negative Moment Mu = -7700 KN.M:

$M_{n\,max} = 0.85 * fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85*25' \times 522.3 \times 800 \, (1434 - \frac{522.3}{2}) \times 10^3 = 10413$ KN.M

But, $M_u = 7700$ KN.M

$\Phi M_n = 0.82 \times 10413 = 8538.66$ KN.M $> M_u = 7700$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{7700 * 10^6}{0.9 * 800 * 1434^2} = 5.2$ MPa

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.76 * 5.2}{420}}) = 0.0144$

$AS\ req = \rho \times b \times d = 0.0144 \times 800 \times 1434 = 16519.68$ mm² / m

$$\text{As min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25)*\sqrt{25}*(800)*1434}{420} = 3414.28 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{Not less than, As min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$$

$$= \frac{1.4*(800)*1434}{420} = 3824 \text{ mm}^2/\text{m}$$

N =16519.68 ÷ 804.2 = 20.54 bar

➔ **Use 22 Φ 32 (2 layers)**

As_{prov} = 17692.4 mm > As $_{req}$ = 16519.68 mm² /m

❖ **Check for Spacing :**

$$\text{S} = \frac{800-2*40-2*10-11*32}{10} = 34.8 \text{ mm}$$

S > 25 mm

S > d_b

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

17692.4 * 420 = 0.85 * 25 * 800 * a

$a = 437.1mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{437.1}{0.85} = 514.24\,mm$

B = 0.85 ---- $f_c < 28$MPa ----- ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{1434-514.24}{514.24} \times 0.003 = 0.0053$$

$$\varepsilon_s = 0.0053 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

4-9.4 Design of Shear in Column (Section A-A):

Vu(at Face of support) = 2570 KN (From Shear Envelope)

- d = 2000 - 40 – 10 – 32\2 = 1934 mm
- Factored shear forces at d=1934 mm from face of support.
- Vn = $\frac{Vu}{\Phi} = \frac{2570}{0.75} = 3426.66\,KN$

❖ **Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).**

Vc = $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw × d

= $\frac{\sqrt{25}}{6} \times 800 \times 1934 \times 10^{-3} = 1289.33$ KN

Φ Vc = 0.75 × 1289.33 = 967 KN

$\frac{1}{2}\Phi Vc = 967 \div 2 = 483.5 \leq Vu = 2570$ KN

❖ **Check for Section Dimensions :**

$V_s = V_n - V_c = 3426.6 - 1289.33 = 2137.33$ KN

$$V_{s,max} = \frac{2\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{2\sqrt{25} \times 800 \times 1934}{3} \times 10^{-3} = 5157.3KN$$

$$V_{s,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{16} = \frac{\sqrt{25} \times 800 \times 1934}{16} \times 10^{-3} = 483.5KN$$

$$V_s' = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{\sqrt{25} \times 800 \times 1934}{3} \times 10^{-3} = 2578.66KN$$

$V_s \leq V_{s,max}$ → $2137.33 < 5157.3$ → The section dimension is **large enough.**

$V_s \leq V_s'$ → $2137.33 < 2578.66$ →

Smax ≤ d\2 ≤ 600

→1934/2=967 > 600 mm

Take Smax = 600 mm - Control

$V_n = 3426.66 > V_c = 1289.33$

❖ Try minimum shear reinforcement:

$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}}$ but not less than,

$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}}$ - Control $(\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3})$

Use stirrups U-shapes (6 - leg stirrups) Φ10 with As = 6×78.5 = 1884 mm²

$$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 1884 \times 300}{800} = 2119.5 \text{ mm} < S_{max} = 600 \text{ mm}$$

Take $S = S_{max} = 600$ mm

$$V_{S\,(4\,\Phi 12)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{1934 \times 1884 \times 300}{600} \times 10^{-3} = 1821.8 \text{ KN}$$

Check Case 4:

$\Phi (V_c + V_{s,min}) < V_u \leq \Phi (V_c + V_s')$ – Stirrups are required.

$0.75\,(1289.33 + 483.5) < 2570 \leq 0.75\,(1289.33 + 2578.66)$

$1329.6 < 2570 \leq 2901$ → Case 4

$$S = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{V_s} = \frac{1932 \times 1884 \times 300}{2137.33} \times 10^{-3} = 510.9\text{mm} < S_{max} = 600$$

Use (6-Leg) Φ_{10} @500mm $< S_{max} = 600$

4-9.5 Design of Shear in Column (section B-B):

Vu(at Face of support) = 2570 KN (From Shear Envelope)

- d = 1500 - 40 – 10 – 32\2 = 1434 mm
- Factored shear forces at d=1434 mm from face of support.
- $Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{2570}{0.75} = 3426.66\ KN$

❖ **Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).**

$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw × d

$= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 800 \times 1434 \times 10^{-3} = 956$ KN

Φ Vc = 0.75 × 956 = 717 KN

$\frac{1}{2}\Phi$ Vc = 717 ÷ 2 = 358.5 ≤ Vu = 2570 KN

❖

❖ **Check for Section Dimensions :**

$V_s = V_n - V_c = 3426.6 - 956 = 2470.6$ KN

$$V_{s,max} = \frac{2\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{2\sqrt{25} \times 800 \times 1434}{3} \times 10^{-3} = 3824KN$$

$$V_{s,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{16} = \frac{\sqrt{25} \times 800 \times 1434}{16} \times 10^{-3} = 358.5KN$$

$$V_s' = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{\sqrt{25} \times 800 \times 1434}{3} \times 10^{-3} = 1912KN$$

$V_s \leq V_{s,max}$ → $2470.6 < 3824$ → The section dimension is large enough.

→ $1434/2 = 717 > 600$ mm

Take Smax = 600 mm - Control

$V_n = 3426.66 > V_c = 956$

❖ Try minimum shear reinforcement:

$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}}$ but not less than,

$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}}$ - Control $\left(\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3}\right)$

Use stirrups U-shapes (6 - leg stirrups) Φ10 with As = 6×78.5 = 1884 mm²

$$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 1884 \times 300}{800} = 2119.5 \text{ mm} < S_{max} = 600 \text{ mm}$$

Take $S = S_{max} = 600$ mm

$$V_{S\,(4\,\Phi12)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{1434 \times 1884 \times 300}{600} \times 10^{-3} = 1351 \text{ KN}$$

Check Case 5:

$\Phi (V_c + V_s') < V_u \leq \Phi (V_c + V_{s,max})$ – Stirrups are required.

$0.75 (956 + 1912) < 2570 \leq 0.75 (956 + 3824)$

$2151 < 2570 \leq 3585$ → Case 5

$$S = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{V_s} = \frac{1432 \times 1884 \times 300}{2137.33} \times 10^{-3} = 378.7\,\text{mm} < S_{max} = 300$$

Use (6-Leg) Φ_{10} @300mm $= S_{max} = 300$

4-10 Design of Isolated footing :

The following subsections describe the analysis and design of footing

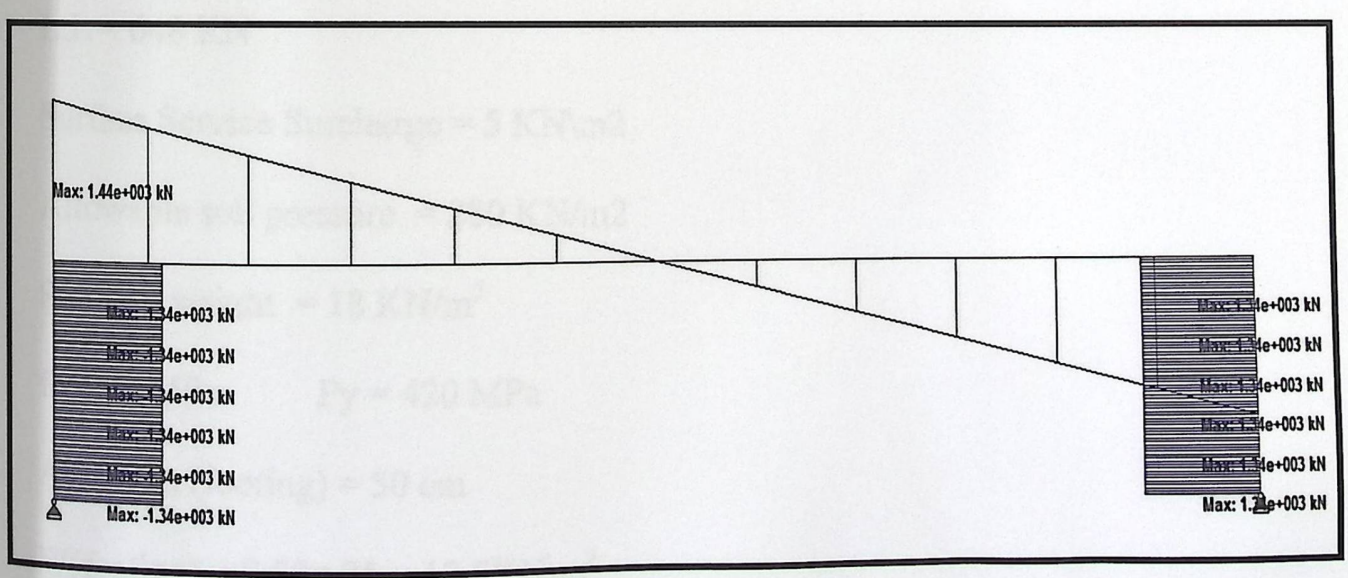


Fig (4-14): Shear envelope from Dead load on the Frame.

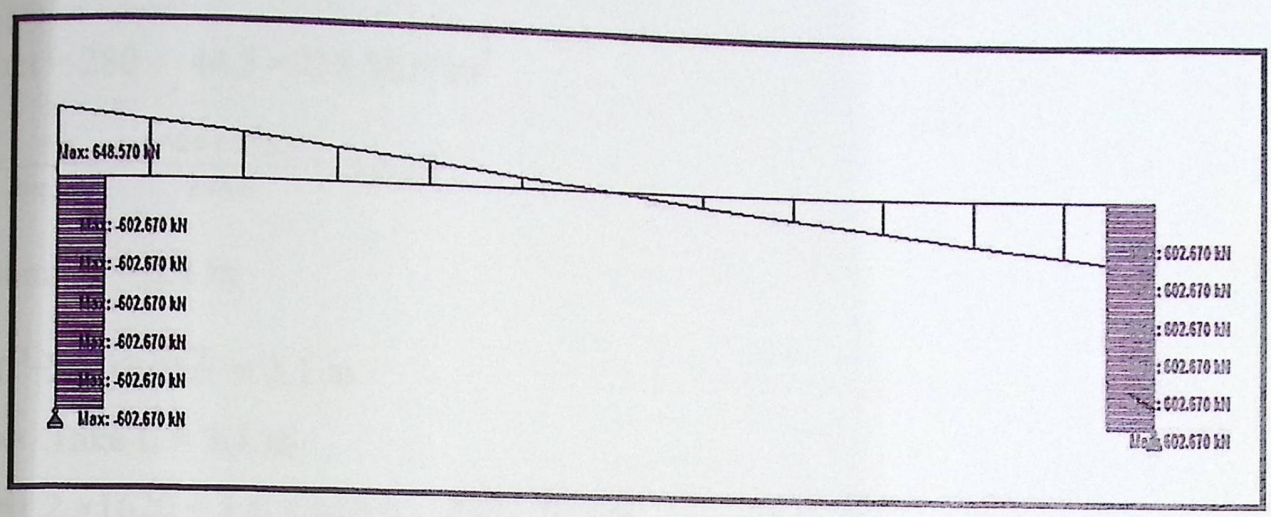


Fig (4-15): Shear envelope from Live load on the Frame.

4-10.1 Load Calculation:

Weight of Column = $V \times \Upsilon = [\,[0.5(2+1) \times 6] \times 0.8] \times 25 = 180$ KN

Total D.L = 1440 + 180 = 1620 kN

L.L = 648 KN

Surface Service Surcharge = 5 KN\m2

Allowable soil pressure = 280 KN/m2

Soil unit weight = 18 KN/m^3

fc = 28 MPa Fy = 420 MPa

Assume h (footing) = 50 cm

W(footing) = 0.50× 25 = 12.5KN\m^2

W(soil) = 1.5× 18 = 27KN\m^2

W total = 5 + 12.5 + 27 = 44.5 KN\m^2

qa,net = 280 – 44.5 =235.5KN\m^2

$A = \frac{Pn}{qa,net} = \frac{1620+648.6}{235.5} = 9.6$ m^2

Assume B = 3.1 m

$A=L^2 \rightarrow L = \sqrt{9.6} = 3.1$ m

- Take L = 3.1 m

Pu =1.2 ×1620 + 1.6 × 648.6 = 2981.76 KN

q_u = 2981.76 / (3.1×3.1) = 310.2kN/m^2

4-10.2 Check for One Way Shear :-

Critical Section $at \frac{a}{2} + d$

$$Vu = q_u \times b \left(\frac{L_{Foundation}}{2} - \frac{a}{2} - d \right)$$

$$Vu = 310.2 \times 3.1 \ (\frac{3.1}{2} - \frac{0.8}{2} - d) = 1105.86 - (961.62d)$$

$$\phi.Vc = \phi.(\frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b_w \times d)$$

$$\phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 3100 \times d \times 10^{-3} = 2.05d$$

$$\phi.Vc = Vu$$

$$\rightarrow 2.05d = 1105.86 - (961.62d)$$

$$\Rightarrow d = 1.14m$$

$$h = 114 + 7.5 + 2 = 1.235\,m$$

Take $h = 1.3m$

$$d = 130 - 7.5 - 2 = 120.5mm$$

4-10.3 Check for two way shear action (punching):-

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$Vu_C = [A - \{(b+d) \times (a+d)\}] \times q_u$$

$$Vu_C = [3.1 \times 3.1 - \{(1+0.35) \times (0.8+0.35)\}] \times 310.2 = 299.4KN$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{1}{0.8} = 1.25$$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d /2)from the loaded area

$b_o = 2\,(1 + 0.35) + 2(0.8 + 0.35) = 5$ m

$\alpha_s = 30$ for edge column

According to ACI section 11.11.2 $\phi.V_C =$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}\times\left(1+\frac{2}{1.25}\right)\times\sqrt{28}\times 5000\times 1205\times 10^{-3} = 1036KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}\left(\frac{30*1205}{5000}+2\right)\times\sqrt{28}\times 5000\times 1205\times 10^{-3} = 183915KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}\times\sqrt{28}\times 5000\times 1205\times 10^{-3} = 79703KN$$

$\phi.V_C = 7970.3KN$ ..... *Control*

$\phi.Vc > Vu_C \Rightarrow$ *Satisfied*

4-10.4 Design for flexural in long direction :

ϕ_b= 20 mm

b = 3.1 m

h = 1.3 m

$d = 1300 - 75 - 10 = 1215mm$

$Mu = 310.2 \times 1.15 \times 3.1 \times \frac{1.15}{2} = 635.8$ KN.M

$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{635.8 \times 10^6}{0.9 \times 3100 \times 1215^2} = 0.154Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}}\right)$

$\rho = \frac{1}{17.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.6 \times 0.154}{420}}\right) = 0.00036$

$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.00036 \times 3100 \times 1215 = 1355.94mm^2$

Check As_{min} :

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 3100 \times 1300 = 7254mm^2$

$\therefore As = 7254mm^2$

Select $24\phi 20 \Rightarrow As_{Provided} = 7536mm^2 > 7254mm^2$ .....*ok*

Check Spacing :

- $S = \frac{3100 - 75 \times 2 - 24 \times 20}{23} = 107.4$ mm

1- $S_{max} = 3h = 3 * 1300 = 2600$ mm

2- 450 mm → Control

- $107.4 < S_{max} = 450$ mm → OK

4-10.5 Design for flexural in Short direction :

D_b= 20 mm

B = 3.1 m

H = 1.3 m

$$d = 1300 - 75 - 20 - \frac{20}{2} = 1195mm$$

$$Mu = 310.2 \times 1.05 \times 3.1 \times \frac{1.05}{2} = 530.1 \text{ KN.M}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{530.1 \times 10^6}{0.9 \times 3100 \times 1195^2} = 0.133Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{17.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.6 \times 0.133}{420}}\right) = 0.00032$$

$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.00032 \times 3100 \times 1195 = 1185.44mm^2$

Check As_{min} :

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 * 3100 * 1300 = 7254mm^2$

$\therefore As = 7254mm^2$

Select $24\phi 20 \Rightarrow As_{Provided} = 7536mm^2 > 7254mm^2$.....*ok*

- $S = \frac{3100-75*2-24*20}{23} = 107.4$ mm
  - $S_{max} = 3h = 3 * 1300 = 2600$ mm
  - 450 mm → Control
- $107.4 < S_{max} = 450$ mm → OK

4-10.6 Check for Dowel :

$L_{short} = \left[80 - 2(\frac{80}{3})\right] = 28$ mm

$L_{long} = \left[100 - 2(\frac{100}{3})\right] = 34$ mm

$\phi.Pn = \phi.(0.85 fc' Ag)$

$\phi.Pn = 0.65 \times \{0.85 \times 25 \times 340 \times 380 \times 10^{-3}\} = 1314.95 KN$

$But\ Pu = 2981.76 \leq \phi.Pn = 131495$

⇨ Dowels are not required.

$L_{dc} = \frac{0.24\, fy\, d_p}{\lambda\sqrt{fc'}}$ (ACI section 12.3)

$= \frac{0.24 \times 420 \times 32}{\sqrt{25}} = 645.1$ mm .... Control

≥ 0.043 fy d_b

$\geq 0.043 \times 420 \times 32 = 577.92$mm → ok

Available development length

$L_{dc\ avg} = h - c - 2d_b$

$=1300 - 75 - 2\times20 = 1185$ mm

Take $L_{dc} = 1185 > L_{dc\ req} = 645.2$

For ls tension

L_s = the greater of L_{dt} or L_{dh}

$$L_{dt} = \frac{9}{10}\frac{fy}{\lambda\sqrt{fc'}}\frac{\Psi t.\Psi e.\Psi s}{\left(\frac{Cb+Ktr}{db}\right)}d_b$$ (ACI section 12.2.2)

$$= \frac{9}{10}\frac{420}{\sqrt{25}}\frac{1\times1\times.8}{(2.5)}\times 20 = 483.84 \text{ mm}$$

$$L_{dh} = \frac{0.24\Psi e.fy}{\lambda\sqrt{fc'}}d_b$$ ACI section 11.4.5+ACI section 11.4.6.3

$$= \frac{0.24\times1\times420}{\sqrt{25}}\times 20 = 403.2 \text{ mm}$$

- Take $L_s = 483.84$ mm

4-11 Load Calculations for the Festival hall and the Classrooms :

From stad pro :

small dome stress
Sx= 0.3698/mm.
Sy= -0.2698N/mm.

Where
Sy(NØ):***Meridian stresses***
Sx(Nθ) :***Hoop stresses***

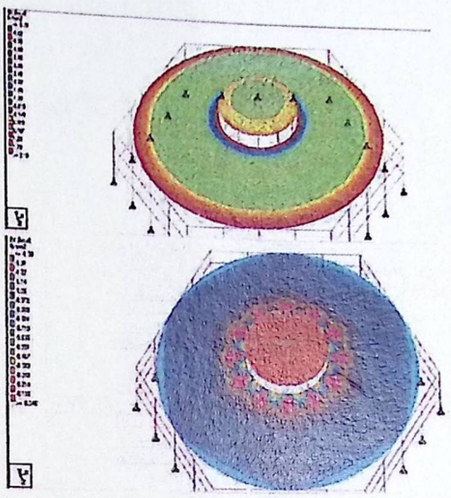


Fig (4-16): Moment distribution in the dome

Check for maximum tensile strength of concrete

$$Tc = .1 \times 0.4 \times fc'$$

$Tc = .1 \times 0.4 \times 25 = 1\text{N}/mm^2 > 0.3698\text{N}/mm^2$

Because the maximum tensile strength of concrete is greater than maximum hoop stress, only nominal reinforcement of 0.2% is provided.

Design of steel :

$A_s = 0.2\% \times t \times 1m = 0.002 \times 100 \times 1000 = 200mm^2/m$

Use Ø8

$$\#\text{ of bars/m} = \frac{A_s}{\text{Area of } \varphi 8 \text{ bar}} = \frac{200}{50} = 4 \text{ bars/m}$$

$$\text{Spacing} = \frac{1000mm}{4bar} = 250mm$$

Provide Ø8@250mm c/c (hoop direction)

Provide Ø8@250mm c/c (meridian direction)

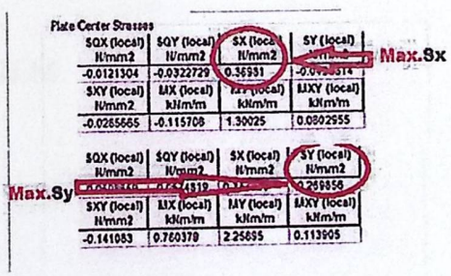


Fig (4-17): Max Moments From Stadbro

4.11-1 Design of ring beam(beam1)

⇒ concrete B300 $Fc' = 25\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

From stad pro :

max .positive moment =6.59 KN.m

max .negative moment =-2.54 KN.m

Dimensions=(30×30)cm

$\Phi = 14$

$d = 300 - 40 - 10 - 14\backslash 2 = 243$ mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 243 = 104.143$mm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 104.143 = 88.52$mm

❖ **Design for Positive Moment Mu = +6.59KN.M:**

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a\, b\, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 88.52 \times 300\ (243 - \frac{88.52}{2}) \times 10^{-6} = 112.15$KN.M

$\Phi M_n = 100.936$KN.M> $M_u = 6.59$KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{6.59 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 243^2} = 0.414$MPa

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})\ \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.414}{420}}) = 0.001$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.001 \times 300 \times 243 = 72.9 mm^2$

$$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (300) * 243}{420} = 216.96 \ mm^2$$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4 * (300) * 243}{420} = 243 \ mm^2$$

$N = 243 \div 113.04 = 2.15$

➔ **Use 3Φ 12**

$As_{prov} = 339 \ mm^2 > As_{req} = 243 \ mm^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{300 - 2\times40 - 2\times10 - 3\times12}{2} = 82mm$$

S > 25 mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$339 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a$

$a = 22.33 \ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22.33}{0.85} = 26.28 \ mm$$

$\beta = 0.85$ ..... $f_c < 28MPa$ ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{243 - 26.28}{26.28} \times 0.003 = 0.02474$$

$\varepsilon_s = 0.02474 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ Design for Negative Moment Mu = -2.54KN.M:

$M_{n\,max} = 0.85 * fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85*25'\times88.52\times300\,(243-\frac{88.52}{2})\times10^3 = 112.15\text{KN.M}$

$\Phi M_n = 100.936\text{KN.M} > M_u = 2.54\text{KN.M}$

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b*d^2}$

$Rn = \frac{2.54\times10^6}{0.9\times300\times243^2} = 0.159\text{MPa}$

$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{420}{0.85\times25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})\ \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1-\frac{2\times19.76\times0.159}{420}}) = 0.00038$

$As_{req} = \rho\times b\times d = 0.00038\times 300\times243 = 27.757\text{mm}^2$

$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$

$= \frac{(0.25)*\sqrt{25}*(300)*243}{420} = 216.96\ \text{mm}^2$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$= \frac{1.4*(300)*243}{420} = 243\ \text{mm}^2$

$N = 243 \div 113.04 = 2.149$

→ Use 3 Φ 12 (1 layers)

As_{prov} = 339.12mm > As $_{req}$ = 243mm² /m

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{300 - 2\times 40 - 2\times 10 - 3\times 12}{2} = 82\text{mm}$$

S > 25 mm

S > d_b

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

339 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a

$a = 22.33\,mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22.33}{0.85} = 26.28\,mm$$

β = 0.85 ..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{243 - 26.28}{26.28} \times 0.003 = 0.02474$$

$$\varepsilon_s = 0.02474 > 0.005$$

OK: Tension Controlled Section

❖ 4-11.2 Design (beam1) For Shear :-

Max. Shear =11.55KN.m

$$Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{11.55}{0.75} = 15.4\,KN$$

❖ Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

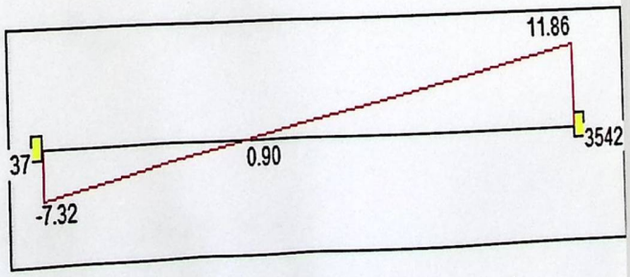


Fig (4-18): Max Shear on Beam 1

$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw \times d$

$= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 300 \times 243 \times 10^{-3} = 60.75 \text{ KN}$

$\Phi Vc = 0.75 \times 60.75 = 45.563 \text{ KN}$

$\frac{1}{2} \Phi Vc = 45.563 \div 2 = 22.7815 \geq Vu = 11.55 \text{ KN}$

(No shear reinforcement is required)

But we well use minimum reinforcement

$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}}$ but not less than,

$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}}$ - Control ($\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3}$)

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm²

$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 157 \times 300}{300} = 471 \text{ mm} < S_{max} = 600 \text{ mm}$

Take S = 500 mm

$V_{S(2\Phi10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{243 \times 157 \times 300}{500} \times 10^{-3} = 22.9 \text{ KN}$

Or Use stirrups (2 leg stirrups) Φ8 with As = 2×50.24 = 100.48 mm²

$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 100.5 \times 300}{300} = 301.5 \text{ mm} < S_{max} = 600 \text{ mm}$

Take S = 350 mm

$V_{S(2\Phi10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{243 \times 100.5 \times 300}{350} \times 10^{-3} = 20.94 \text{ KN}$

❖ 4.11-3 Design of ring beam2

The ring beam 2 most design for tow moment about z (Mz) and moment about y(My).

We found that M_y have greater value Because of its location in the dome and the presence of the impact loads resulting from the columns and dome above it, So it will be designed rebar on all faces.

It will be the largest reinforcement is present in the side faces

From stad pro

max .negative moment(-ve.Mz) =-3.45 KN.m

max .positive moment (+ve.My)=20.65 KN.m

max .negative moment(-ve.My) =-34.35 KN.m

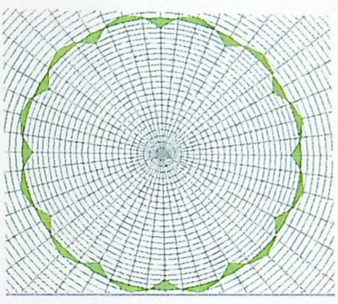


Fig (4-19): Ring Beam Moments Distribution

Dimensions=(30×30)cm

$\Phi = 14$

$d = 300 - 40 - 10 - 14\backslash 2 = 243$ mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 243 = 104.143$mm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 104.143 = 88.52$mm

❖ Design for Positive Moment Muy = +20.65KN.M:

$$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0.85 \times 25 \times 88.52 \times 300 \, (243 - \frac{88.52}{2}) \times 10^{-6} = 112.15 \text{KN.M}$$

$\Phi M_n = 100.936$KN.M> $M_u = 20.65$KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{20.65 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 243^2} = 1.295\text{MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) \quad \rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 1.295}{420}}\right) = 0.0032$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0032 \times 300 \times 243 = 233.3 mm^2$$

$$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (300) * 243}{420} = 216.96 \ mm^2$$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4 * (300) * 243}{420} = 243 \ mm^2$$

$N = 243 \div 113.04 = 2.15$

➔ **Use 3Φ 12**

$As_{prov} = 339 \ mm^2 > As_{req} = 243 \ mm^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 12}{2} = 82mm$$

$S > 25$ mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$339 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a$

$a = 22.33 \ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22.33}{0.85} = 26.28 \ mm$$

$\beta = 0.85$ ..... $f_c < 28MPa$ ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{243-26.28}{26.28} \times 0.003 = 0.02474$$

$$\varepsilon_s = 0.02474 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Negative Moment Muy = -34.35 KN.M:**

$$M_{n\,max} = 0.85 * fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0.85*25'\times 88.52\times 300\,(243 - \frac{88.52}{2})\times 10^3 = 112.15\text{KN.M}$$

$\Phi M_n = 100.936\text{KN.M} > M_u = 34.35\text{KN.M}$

➔ Design the section as singly reinforced.

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2}$$

$$Rn = \frac{34.35\times 10^6}{0.9\times 300\times 243^2} = 2.15\text{MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{420}{0.85\times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1-\frac{2\times 19.76\times 2.15}{420}}) = 0.00542$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.00542\times 300\times 243 = 395.122\text{mm}^2$$

$$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25)*\sqrt{25}*(300)*243}{420} = 216.96\ \text{mm}^2$$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4 * (300) * 243}{420} = 243 \text{ mm}^2$$

$N = 395.122 \div 153.86 = 2.56$

→ **Use 3Φ14 (1 layers)**

$As_{prov} = 461.58\text{mm} > As_{req} = 395.122\text{mm}^2/\text{m}$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{300 - 2\times40 - 2\times10 - 3\times14}{2} = 79\text{mm}$$

$S > 25$ mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$461.58 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a$

$a = 30.4\,mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{30.4}{0.85} = 35.76\,mm$$

$\beta = 0.85$ ..... $f_c < 28$MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{243 - 35.76}{35.76} \times 0.003 = 0.0174$$

$\varepsilon_s = 0.0174 > 0.005$

OK: Tension Controlled Section

❖ **Design for Negative Moment Muz = -3.45 KN.M:**

$M_{n\,max} = 0.85 * fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85*25' \times 88.52 \times 300 \, (243 - \frac{88.52}{2}) \times 10^3 = 112.15 KN.M$

$\Phi M_n = 100.936 KN.M > M_u = 3.45 \, KN.M$

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{3.45 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 243^2} = 0.2164 MPa$

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \, \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.2164}{420}}) = 0.00052$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.00052 \times 300 \times 243 = 37.91 mm^2$

$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$

$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (300) * 243}{420} = 216.96 \, mm^2$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$= \frac{1.4 * (300) * 243}{420} = 243 \, mm^2$

$N = 243 \div 113.04 = 2.15$

➔ **Use 3Φ12 (1 layers)**

$As_{prov} = 339.12 mm > As_{req} = 243 mm^2 / m$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{300 - 2\times 40 - 2\times 10 - 3\times 12}{2} = 82\text{mm}$$

$S > 25$ mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$339.12 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a$

$a = 22.34\,mm$

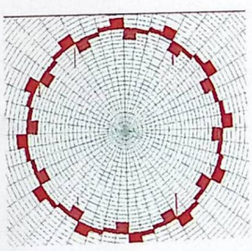
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22.342}{0.85} = 26.3\,mm$$

$\beta = 0.85$ ..... f_c<28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{243 - 26.3}{26.3} \times 0.003 = 0.0247$$

$$\varepsilon_s = 0.0247 > 0.005$$

OK: Tension Controlled Section



❖ 4-11.4 Design (beam2) For Shear :-

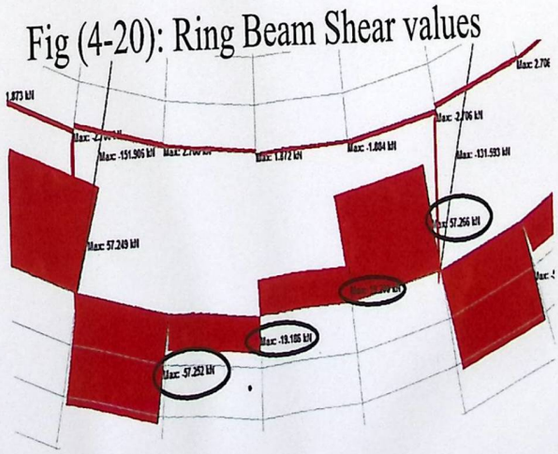
Max. Shear Vu.z =57.252KN.m

$$Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{57.252}{0.75} = 76.336\ KN$$

❖ Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw \times d$$

Fig (4-20): Ring Beam Shear values



$= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 300 \times 243 \times 10^{-3} = 60.75$ KN

Φ Vc $= 0.75 \times 60.75 = 45.563$ KN

$\frac{1}{2}\Phi$ Vc $= 45.563 \div 2 = 22.7815 <$ Vu $= 57.252$ KN $> \Phi$ Vc $= 45.563$ KN

$$V_{s,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{16} = \frac{\sqrt{25} \times 300 \times 243}{16} \times 10^{-3} = 22.78 KN$$

$\Phi (V_c + V_{s,min}) = 0.75\ (60.75 + ٢٢.٧٨) = ٦٢.٦٤ >$ Vu $= 57.252$ KN

Case3:Minimum shear reinforcement is provided

$$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}}$$ but not less than,

$$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}}$$ - Control $(\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3})$

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm²

$$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 157 \times 300}{300} = 471\,\text{mm} < S_{max} = 600\,\text{mm}$$

Take S = 400mm

$$V_{S\,(2\,\Phi 10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{243 \times 157 \times 300}{400} \times 10^{-3} = 28.61 \text{ KN}$$

❖ 4-11.5 Design of Second dome:

From stad pro
(D_1=34.6m)
(D_2=11m)

Three range for Sx:

1) -5.27 to -2.32 N/mm^2
2) -2.32 to -1 N/mm^2
3) -1 to -0.0083 N/mm^2

Sy value (-0.046 to -1.39)

1) **For -5.27 to -2.32 N/mm^2**

Mu=7.56KN.m

Check for maximum tensile strength of concrete

$Tc = .1 \times 0.4 \times fc' =$

$Tc = .1 \times 0.4 \times 25 = 1\text{N}/mm^2 < 5.27\text{N}/mm^2$

The maximum tensile strength of concrete is smaller than maximum stress

Design as beam (.1m×1m)

Mu=5.27KN.m

Use Ø8

d=h-cover-Ø/2

d=100-10-8/2=86mm

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{5.27 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 86^2} = 0.7918\text{MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) \quad \rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 19.76\times 0.7918}{420}}\right) = 0.001922$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.001922 \times 1000 \times 86 = 165.3 mm^2$$

$$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (1000) * 86}{420} = 255.95 \ mm^2$$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4 * (1000) * 86}{420} = 286.67 \ mm^2 \rightarrow\rightarrow \text{controlled}$$

Use Ø8→As=50.24

N=286.67 ÷ 50.24 = 5.706 bars

Use 6Ø8/m with A_s=301.44mm^2/m

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$301.44 * 420 = 0.85 * 25 * 1000 * a$

$a = 5.96 \ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.96}{0.85} = 7.011 \ mm$$

β = 0.85 ..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{86 - 7.011}{7.011} \times 0.003 = 0.033$$

$$\varepsilon_s = 0.033 > 0.005$$

Provide Ø8@150mm (Bothe direction)

2)For (-2.32 to -1) N/mm²

Mu=2.88 KN.m

Check for maximum tensile strength of concrete

$Tc = .1 \times 0.4 \times fc' =$

$Tc = .1 \times 0.4 \times 25 = 1 N/mm^2 < 2.32 N/mm^2$

The maximum tensile strength of concrete is smaller than maximum stress

Design as beam (.1m×1m)

Mu=2.88KN.m

Use Ø8

d=h-cover-Ø/2

d=100-10-8/2=86mm

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{2.88 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 86^2} = 0.432 MPa$

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})\ \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.432}{420}}) = 0.00104$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.00104 \times 1000 \times 85 = 88.4 mm^2$

$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$

$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (1000) * 86}{420} = 255.95\ mm^2$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$= \frac{1.4 * (1000) * 86}{420} = 286.67\ mm^2 \longrightarrow$ controlled

Use Ø8→As=50.24

N=286.67 ÷ 50.24 = 5.7 bars

Use 6Ø8/m with A_s=301.44mm^2/m

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$301.44 * 420 = 0.85 * 25 * 1000 * a$

$a = 5.96\,mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.96}{0.85} = 7.011\,mm$$

$\beta = 0.85$ ..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{86-7.011}{7.011} \times 0.003 = 0.033$$

$$\varepsilon_s = 0.033 > 0.005$$

Provide Ø8@150mm (Bothe direction)

3) For (-1 to -0.0083) N/mm^2

Check for maximum tensile strength of concrete

$$Tc = .1 \times 0.4 \times fc'$$

$Tc = .1 \times 0.4 \times 25 = 1\text{N}/mm^2 > 0.3698\text{N}/mm^2$

Because the maximum tensile strength of concrete is greater than maximum hoop stress, only nominal reinforcement of 0.2% is provided.

Design of steel :

A_s=0.2%×t×1m=0.002×100×1000=200mm^2/m

Use Ø8

$$\#\text{ of bars/m} = \frac{A_s}{\text{Area of } \varphi 8 \text{ bar}} = \frac{200}{50} = 4 \text{ bars/m}$$

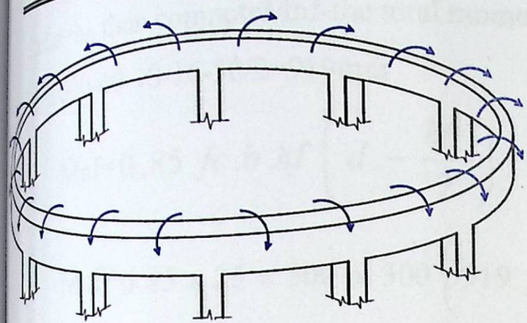
$$\text{Spacing} = \frac{1000\text{mm}}{4\text{bar}} = 250\text{mm}$$

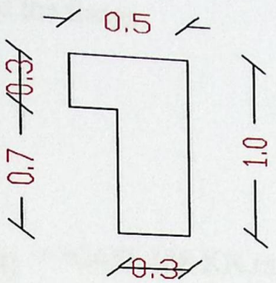
Provide Ø8@250mm c/c (hoop direction)

Provide Ø8@250mm c/c (meridian direction)

❖ 4.11-6 The second ring beam (D=34.6m)

Circular Beams.





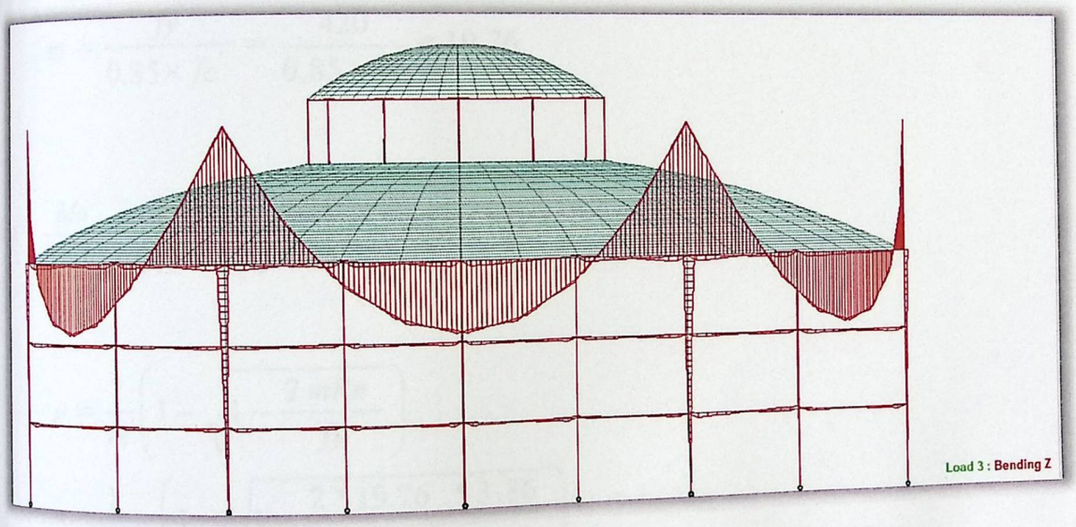


Fig (4-21): Second Ring beam Dimentions and Moments Distribution

From stad .pro

Muz.max(+ve)=1465.27KN.m

$M_{uz.max(-ve)}$=-754.884KN.m

For $M_{uz.max(+ve)}$= 1465.27 KN.m

1. Check if the depth of the compression block within the thickness of the flange.

Let a=h_f, then compute$\bar{M}_{nf}$-the total moment capacity of the flange.

d=1000-40-10-16-30/2=919mm

$$\bar{M}_{nf}=0.85\ fc.b.hf\left(d-\frac{hf}{2}\right)$$

$$\bar{M}_{nf}=0.85\times 25\times 500\times 300\left(919-\frac{300}{2}\right)\times 10^{-6}=2451.188\ \text{KN.m}$$

$$\bar{M}_{nf}=2451.188\ \text{KN.m} > \frac{Mu}{\phi}=\frac{1465.27}{0.9}=1628 \rightarrow\rightarrow a< h_f$$

The section will be designed as rectangular section with b=500mm

$$m=\frac{fy}{0.85\times fc'}=\frac{420}{0.85\times 25}=19.76$$

$$Rn=\frac{Mn}{b*d^2}=\frac{1465.27\times 10^6}{0.9\times 500\times 919^2}=3.86\ \text{MPa}$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$=\frac{1}{19.76}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*19.76\ *3.86}{412}}\right)=0.01044$$

$A_s=\rho.b_e.d=(0.0104\ )\times(500)\times(919)=4800.53\ mm^2$. $\rightarrow\rightarrow$(control)

$$A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)=\frac{\sqrt{25}}{4(420)}(500)(919)=1367.6mm^2$$

$$A_{s\,min}=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)=\frac{1.4}{420}(500)(919)=1531.66mm^2$$

Use 3Ø32 + 3Ø28 in two layers with

As= 2412.7+2412.7=4825.4mm^2

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$4825.4 * 420 = 0.85 * 25 * 500 * a$

$a = 190.745\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{190.745}{0.85} = 224.4\ mm$

$\beta = 0.85$ ..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$d_t = d + s/2 + d_b/2 = 919 + 30/2 + 32/2 = 950mm$

$$\varepsilon_s = (dt - c)/c \times 0.003 = \frac{950 - 224.4}{224.4} \times 0.003 = 0.0097$$

$$\varepsilon_s = 0.0097 > 0.005 \rightarrow \text{OK}$$

Check for bar placement in one layer:

$$S = \frac{300 - 2\times 40 - 2\times 10 - 3\times 32}{2} = 52mm > d_b = 32 > 25\ mm - OK$$

For Muz.max(-ve)= -754.884KN.m

Design as rectangular section because that the compression zone is within the web depth.

d=1000-40-10-16-30/2=919mm

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{754.884 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 919^2} = 3.31\ MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) =$$

$$\frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 19.76 * 3.31}{412}}\right) = 0.0088$$

$A_s = \rho.b_e.d = (0.0088) \times (300) \times (919) = 2426.21\ mm^2$. $\rightarrow\rightarrow$(control)

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{25}}{4(420)}(300)(919) = 820.53 mm^2$$

$$A_{s\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(300)(919) = 919 mm^2$$

Use 8Ø20 in one layers with

$A_s = 2512 mm^2$

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$2512 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a$

$a = 165.5 mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{165.5}{0.85} = 194.7 mm$$

$\beta = 0.85$ ..... $f_c < 28MPa$ ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{919 - 194.7}{194.7} \times 0.003 = 0.01116$$

$\varepsilon_s = 0.01116 > 0.005 \rightarrow$ OK

Check for bar placement in one layer:

$$S = \frac{500 - 2\times 40 - 2\times 10 - 8\times 20}{7} = 34.3mm > d_b = 20 > 25\ mm$$ - OK

❖ 4.11-7 Design (ring beam) For Shear

Vu(at Face of support) = 432.34 KN(From Shear Envelope)

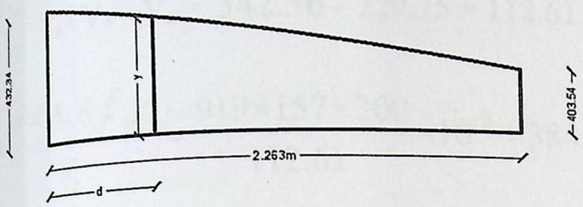


Fig (4-22):Shear Value at the critical Section

d= 919mm

Factored shear forces at d=919 mm from face of support.

$$\frac{y}{2.263-0.919}=\frac{432.34}{2.263}$$

$$\Rightarrow y=256.76KN=Vu$$

$$Vn=\frac{Vu}{\Phi}=\frac{256.76}{0.75}=342.36\,KN$$

❖ Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

$$Vc=\frac{\sqrt{fc'}}{6}bw\times d$$

$$=\frac{\sqrt{25}}{6}\times 300\times 919\times 10^{-3}=229.75\ KN$$

$$\Phi Vc=0.75\times 229.75=172.31\ KN$$

$$\Phi Vc=172.31\ KN\leq Vu=256.76\ KN$$

$$V_{s,min}=\frac{\sqrt{fc'}\times bw\times d}{16}=\frac{\sqrt{25}\times 300\times 919}{16}\times 10^{-3}=86.16KN$$

$$\Phi(V_c+V_{s,min})=0.75\ (229.75+86.16)=236.93<Vu=256.76\ KN$$

$$V_s' = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{\sqrt{25} \times 300 \times 919}{3} \times 10^{-3} = 459.5KN$$

$\Phi(V_c + V_s') = 0.75\ (229.75 + 459.5) = 516.93 > Vu = 256.76$ KN $\rightarrow\rightarrow$ **Case 4**

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm²

$V_s = V_n - V_c = 342.36 - 229.75 = 112.61$ KN

$$S = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{V_s} = \frac{919 \times 157 \times 300}{112.61} \times 10^{-3} = 384.4 \text{ mm} < S_{max} = 600$$

Use (2-Leg) Φ_{10}@200mm $< S_{max} = 600$

$$V_{S(2\Phi10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{919 \times 226 \times 300}{200} \times 10^{-3} = 311.5 \text{ KN}$$ ok

❖ 4.11-8 Torsional Reinforcement

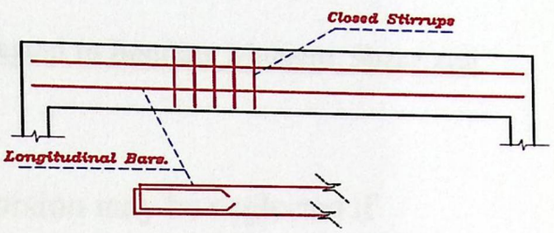
The torsion reinforcement is in addition to that required for moment and shear .

In design, the longitudinal steel areas for moment and torsion and the link size and spacing for shear and torsion are calculated separately and combined.

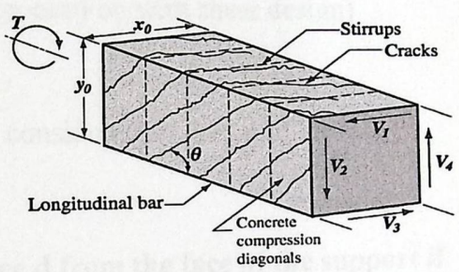
Once a reinforced concrete beam has cracked in torsion, its torsional resistance is provided primarily by closed stirrups and longitudinal bars located near the surface of the member.

How to resist torsion :

1) By Closed stirrups.
2) By Longitudinal bars.



11.6.3.8 — Reinforcement required for torsion shall be added to that required for the shear, moment and axial force that act in combination with the torsion. The most restrictive requirements for reinforcement spacing and placement shall be met.



Space truss analogy

Fig (4-23): Shear Torsion Reinforcement

R11.6.3.8 — The stirrup requirements for torsion and shear are added and stirrups are provided to supply at least the total amount required. Since the stirrup area A_v for shear is defined in terms of all the legs of a given stirrup while the stirrup area A_t for torsion is defined in terms of one leg only, the addition of stirrups is carried out as follows:

It shall be permitted to neglect torsion effects if the factored Torsional moment must be less than:

$$\varphi 0.083 f_c' \sqrt{f_c'} \frac{A_c^2 p}{P_c p}$$

$$A_t = \frac{s \times T_u}{2 \times A_o f_{yt} \cot\theta}$$

Minimum torsion reinforcement

11.6.5.1 — A minimum area of torsional reinforcement shall be provided in all regions where ***Tu*** exceeds the threshold torsion given in 11.6.1.

11.6.5.2 — Where torsional reinforcement is required by 11.6.5.1, the minimum area of transverse Closed stirrups shall be computed by:

Summary of Design Procedure for Members Subjected to Bending Moment, Shear and Torsion

1- Check if torsion may be neglected. Torsion may be neglected if

$Tu \leq \phi\, 0.27\sqrt{f'_c}\,\frac{(A^2CP)}{P_{cp}}$ >>>(If this is the case, proceed on with shear design)

If $Tu \geq \phi\, 0.27\sqrt{f'_c}\,\frac{(A^2CP)}{P_{cp}}$ >>>(torsion must be considered as shown in the following steps)

The critical section for torsion is located at distance d from the face of the support if no torques are applied within this distance. If torques are applied within distance d from face of support, critical torsion is located at face of the support.

2- Check the adequacy of the size of the cross section in terms of preventing brittle mode of failure resulting from diagonal compressive stresses due to shear and torsion combined. For a solid cross section to be adequate,

$$\sqrt{\left(\frac{V_U}{b_w\, d}\right)^2 + \left(\frac{T_U P_h}{1.7A^2{}_{oh}}\right)^2} \leq \emptyset\left(\frac{V_C}{b_w\, d} + 2\sqrt{f'_c}\right)$$

❖ If Eq is not satisfied, cross sectional dimensions need to be increased

3- Determine the required area of stirrups for torsion in terms of $\frac{A_t}{S}$. Since $T_u = \phi T_n$ when ϕ is taken as 45° can be written as

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T_n}{2\,Ao\, f_{yt}}$$

Besides, compute maximum stirrup spacing based on torsion. Maximum stirrup spacing is limited to the smaller of $p_h/8$ or **30 cm**.

4- Determine combined area of stirrups required for shear and torsion. $\frac{A_t}{S}$ is expressed in terms of $\frac{A_v}{S}$

For two-legged closed stirrups

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_T = \left(\frac{A_v}{S}\right) + \left(2\,\frac{A_t}{S}\right)$$

Where $\left(\frac{A_v}{S}\right)_T$ should be equal or larger than $0.2\,\frac{\sqrt{f'_c}\,b_w\,S}{f_{yt}} \geq 3.5\,\frac{b_w\,S}{f_{yt}}$

5- . Select stirrup size, and compute stirrup spacing based on the amount determined in step 5. Maximum stirrup spacing must not exceed the smaller of the two values evaluated in steps 3 and 4.

6- Calculate the longitudinal reinforcement required for torsion

$A_L=(\frac{A_t}{S})p_h(\frac{f_{yt}}{f_y})Cot^2\theta$>>>If $f_{yt} = f_y$, and Θ is taken as 45°

then →→ $A_L=(\frac{A_t}{S})p_h$

The longitudinal reinforcement Al_{min} is not to be less than the value given by

$$Al_{min}=0.42\frac{\sqrt{f'_c}A_{CP}}{f_y} - (\frac{A_t}{S})p_h(\frac{f_{yt}}{f_y})$$

Where $\frac{A_t}{S} \geq 0.175\frac{bw}{f_{yt}}$

7- Size combined longitudinal reinforcement. The longitudinal reinforcement is to be uniformly distributed around the perimeter of the cross section, and must have a diameter not less than 0.042 of stirrup spacing or 10 mm, whichever is larger. Flexural reinforcement determined in step 2 is to be added to the longitudinal reinforcement required for torsion at the flexural steel level, and the reinforcement is chosen at the tension side of the section. Also, the reinforcement is chosen at the compression side of the section. If the vertical distance, center-to-center, between the top and bottom reinforcement exceeds 30 cm, middle layers are added until the spacing is satisfied.

ear-Z kN	Torsion kNm	Moment-Y kNm	Mom kN
-12.183	91.623	20.589	50
-12.176		-20.580	-50
-12.184	91.609	-20.553	-50
-12.190	91.589	20.590	50
-12.174	91.581	20.567	50
-12.172	91.573	-20.562	-50
-12.178	91.388	20.576	50
-12.169	91.387	-20.565	-50
-12.176	91.386	20.574	50
-12.156	91.384	-20.551	-50
-12.174	91.382	20.565	50
-12.166	91.372	-20.562	-50
-9.041	88.323	-6.863	-19
-9.040	88.317	6.869	19
-9.061	88.293	6.858	19
-9.033	88.287	-6.873	-19
-9.031	88.275	-6.872	-19
-9.041	88.274	6.866	19
-9.061	88.191	6.839	19
-9.036	88.181	-6.859	-19
-9.033	88.175	-6.865	-19
-9.042	88.172	6.856	19
-9.036	88.161	6.863	19

Fig (4-24): Max Vakue of torsion

❖ Design for torsion :

The values of shear change linearly from (91.623⟶⟶-91.623)

max. torsion =91.623KN.m

Check if $Tu \geq \phi\ 0.083\sqrt{f'_c}\frac{(A^2_{CP})}{P_{cp}}$

$A_{cp} = (0.3\times0.7)+(0.3\times0.5) = 0.36\ m^2$

$P_{cp} = (2\times1)+(2\times0.5) = 3\ m^2$

$\phi\ 0.083\sqrt{f'_c}\frac{(A^2_{CP})}{P_{cp}} = 0.75\times\ 0.083\sqrt{25}\frac{(360000^2)}{3000}\times10^{-6} = 13.446$

Check for probability of brittle failure of concrete.

$$\sqrt{\left(\frac{V_U}{b_w d}\right)^2+\left(\frac{T_U P_h}{1.7A^2_{oh}}\right)^2} \leq \emptyset\left(\frac{V_C}{b_w d}+0.66\sqrt{f'_c}\right)$$

d=100-4-1-3.2/2=93.4cm

$x_{o(1)}$ =30-2×4-1=21

$x_{o(2)}$ =50-2×4-1=41

$y_{o(1)}$ =100-2×4-1=91

$y_{o(2)}$ =30-2×4-1=21

p_h=21+21+41+91=174cm

$A_{oh} = (x_{o(1)} \times y_{o(1)})+(x_{o(2)} \times y_{o(2)})$

$= (21\times 91)+(41\times 21) = 2772cm^2$

$$\sqrt{\left(\frac{256.76}{300\times934}\right)^2+\left(\frac{91.623\times1740\times10^6}{1.7\times277200^2}\right)^2} \leq 0.75\left(\frac{229.75\times10^3}{300\times934}+.66\sqrt{25}\right)$$

$0.01219\ N/mm^2 \leq 3.01N/mm^2$

$At=\frac{s\times T_u}{2\times A_O f_{yt}\ Cot\theta}$

$At(riq)=\frac{200\times91\times10^6}{2\times277200\times300\times Cot45}=109.42mm^2$

$$Av(riq)== \frac{V_s \times s}{d \times f_{yt}} = \frac{112.61 \times 200}{919 \times 300} \times 10^3 = 81.7\ mm^2$$

Area of stirrups= At+Av =109.42+81.7=191.12mm^2

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ12 with As = 2×113 = 226 mm^2

$A_L = (\frac{109.2}{300})1740(\frac{300}{420})Cot^2 45 = 452.4$

$Al_{min} = 0.42\frac{\sqrt{25}\ 360000}{420} - (\frac{109.42}{300})1740(\frac{300}{420}) =$

$= 1800 - 475.98 = 1324.023 mm^2$

Use **Φ20→→1324/314=4.2**

use 6Φ20 with As=1884 mm^2

❖ 4.11-9 Design of (beam 4) for flexure :

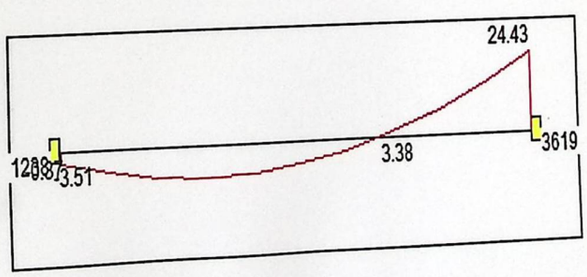


Fig (4-25): Moment distribution for beam 4

Dim(50×30)cm

L=5 m

Φ = 14

d = 500 - 40 – 10 – 14\2 = 477 mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 477 = 204.43mm$

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 204.43 = 173.76mm$

Max +ve moment(z)= 24.433 KN.m

Max -ve moment(z)= - 9.874 KN.m

❖ **Design for Positive Moment Mu = +24.433 KN.M:**

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 173.76 \times 300 \, (477 - \frac{173.76}{2}) \times 10^{-6} = 432.14 KN.M$

$\Phi M_n = 388.93 KN.M > M_u = 24.433$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{24.433 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 477^2} = 0.398 MPa$

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.398}{420}}) = 0.001$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.001 \times 300 \times 477 = 143.1 mm^2$

$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$

$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (300) * 477}{420} = 425.9 \ mm^2$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$= \frac{1.4 * (300) * 477}{420} = 477 \ mm^2$

N = 477÷ 200.96 = 2.66

Use3Ø16

$As_{prov} = 602.88 \ mm^2 > As_{req} = 477 \ mm^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{300 - 2\times40 - 2\times10 - 3\times16}{2} = 76\text{mm}$$

$S > 25$ mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$602.88 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a$

$a = 39.72\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{39.72}{0.85} = 46.73\ mm$$

$\beta = 0.85$ ..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{477 - 46.73}{46.73} \times 0.003 = 0.0276$$

$$\varepsilon_s = 0.0276 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Negative Moment Mu = - 9.874 KN.M:**

$M_{n\,max} = 0.85 * fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$$= 0.85*25'\times173.76\times300\,(477 - \frac{173.76}{2})\times10^{-6} = 432.15\text{KN.M}$$

$\Phi M_n = 388.93\text{KN.M} > M_u = 9.874$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{9.874 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 477^2} = 0.16\text{MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) \quad \rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.16}{420}}\right) = 0.0004$$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0004 \times 300 \times 477 = 57.24\text{mm}^2$

$$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (300) * 477}{420} = 425.9 \text{ mm}^2$$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4 * (300) * 477}{420} = 477 \text{ mm}^2$$

N=477 ÷ 200.96 = 2.37

➔ **Use 3Φ16 (1 layers)**

$As_{prov} = 602.88\text{mm} > As_{req} = 477\text{mm}^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 16}{2} = 76\text{mm}$$

S > 25 mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$602.88 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a$

$a = 39.72\ mm$

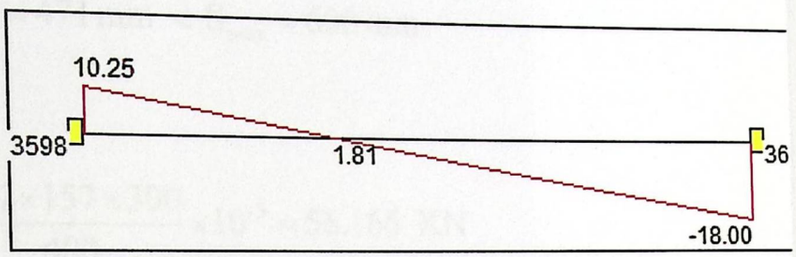
$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{39.72}{0.85} = 46.73\ mm$

$\beta = 0.85$ ..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{477 - 46.73}{46.73} \times 0.003 = 0.0276$$

$\varepsilon_s = 0.0276 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

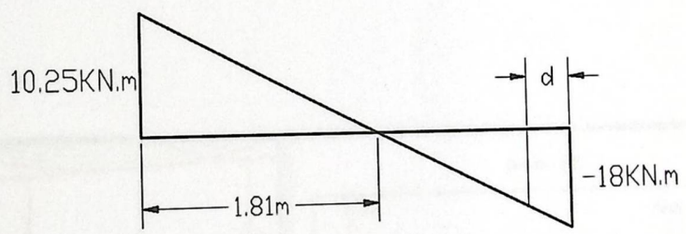


❖ 4-11.10 Design (beam4)

For Shear :-

Max. Shear =18 KN.m

At d=477mm→Vu=15.31 KN



$Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{15.31}{0.75} = 20.413\ KN$

Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).shear

$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw \times d$

$= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 300 \times 477 \times 10^{-3}$

$= 119.25$ KN

$\Phi Vc = 0.75 \times 119.25 = 89.44$ KN

$\frac{1}{2}\Phi Vc = 89.44 \div 2 = 44.718 > Vu = 15.31$ KN

Fig (4-24): Shear Value at critical section

Minimumshear reinforcement is required ($A_{v,min}$)

$$A_{v,min}=\frac{\sqrt{fc'}\times b_w s}{16\times f_{yt}}$$ but not less than,

$$A_{v,min}=\frac{b_w s}{3\times f_{yt}}$$ - Control ($\frac{\sqrt{fc'}}{16}=\frac{5}{16}<\frac{1}{3}$)

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm²

$$S=\frac{3A_v f_{yt}}{b_w}=\frac{3\times157\times300}{300}=471\,\text{mm} < S_{max}=600\,\text{mm}$$

Take S = 400 mm

$$V_{S\,(2\,\Phi10)}=\frac{d\times A_v\times f_{yt}}{s}=\frac{477\times157\times300}{400}\times10^{-3}=56.166\ \text{KN}$$

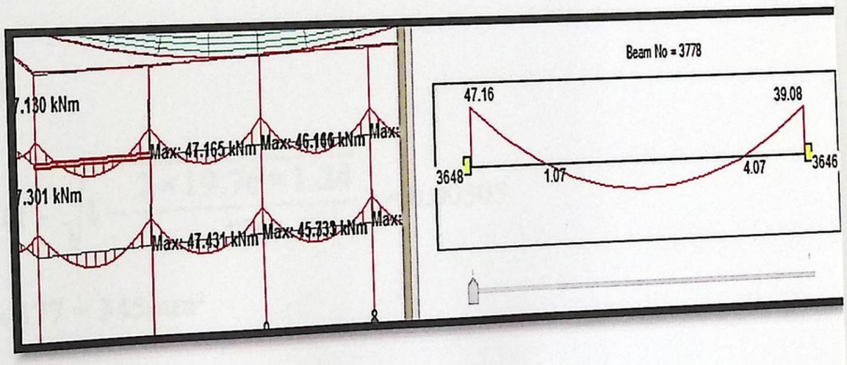


Fig (4-25): Moment Distribution For beam 5 and 6

❖ 4.11-11 Design of(beam 5 and 6):

Dim(40×30)cm

L=5 m

Φ = 14

d = 400 - 40 –10–14\2 = 377 mm

$C=\frac{3}{7}d=\frac{3}{7}\times377=161.6\text{mm}$

$a=\beta_1 c=0.85\times161.6=137.4\text{mm}$

The load from the wall above the beam =18KN/m

the total factored load (distributed) =21.6KN/m

from stad pro

Max +ve moment= 47.51 KN.m

Max -ve moment= - 23.0KN.m

❖ **Design for Positive Moment Mu = +47.51KN.M:**

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 137.4 \times 300 \, (377 - \frac{137.4}{2}) \times 10^{-6} = 270.1 KN.M$

$\Phi M_n = 243.07 KN.M > M_u = 47.51 KN.M$

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{47.51 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 377^2} = 1.24 MPa$

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 1.24}{420}}) = 0.00305$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.00305 \times 300 \times 377 = 345 mm^2$

$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$

$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (300) * 377}{420} = 336.6 \ mm^2$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$= \frac{1.4 * (300) * 377}{420} = 377 \ mm^2$

$N = 377 \div 153.86 = 2.45$

Use3Ø14

$As_{prov} = 461.6\ mm^2 > As_{req} = 377\ mm^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{300 - 2\times40 - 2\times10 - 3\times14}{2} = 79mm$$

$S > 25$ mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$461.6 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a$

$a = 30.42\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{30.42}{0.85} = 35.77\ mm$$

$\beta = 0.85$ ..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{377 - 35.77}{35.77} \times 0.003 = 0.0286$$

$\varepsilon_s = 0.0286 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Negative Moment Mu = - 23KN.M:**

$M_{n\,max} = 0.85 * fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85*25'\times137.4\times300\,(377-\frac{137.4}{2})\times10^{-6} = 270.05KN.M$

$\phi M_n = 243.05KN.M > M_u = 23KN.M$

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b*d^2}$

$Rn = \frac{23\times10^6}{0.9\times300\times377^2} = 0.59935MPa$

$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{420}{0.85\times25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})\ \rho = \frac{1}{19.76}(1-\sqrt{1-\frac{2\times19.76\times0.6}{420}}) = 0.00145$

$As_{req} = \rho\times b\times d = 0.00145\times 300\times377 = 163.995mm^2$

$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$

$= \frac{(0.25)*\sqrt{25}*(300)*377}{420} = 336.6\ mm^2$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$= \frac{1.4*(300)*377}{420} = 377\ mm^2$

$N = 377 \div 153.86 = 2.45$

➔ **Use 3 Φ 14 (1 layers)**

$As_{prov} = 461.6mm > As_{req} = 377mm^2$

❖ **Check for Spacing :**

$S = \frac{300-2\times40-2\times10-3\times14}{2} = 79mm$

S > 25 mm

S > d_b

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

461.6 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a

$a = 30.411\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{30.41}{0.85} = 35.77\ mm$$

β = 0.85 ..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{377-35.77}{35.77} \times 0.003 = 0.0286$$

$$\varepsilon_s = 0.0286 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ 4-11.12 Design (beam6) For Shear :-

Max. Shear =55.82 KN.m

At d=377mm→Vu=47.66 KN

$$Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{47.66}{0.75} = 63.55\ KN$$

❖ Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw \times d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 300 \times 377 \times 10^{-3} = 94.25\ KN$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times 94.25 = 70.7\ KN$$

$\frac{1}{2}\Phi$ Vc = 70.7 ÷ 2 = 35.35<Vu = 47.66 KN

Minimumshear reinforcement is required ($A_{v,min}$)

$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}}$ but not less than,

$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}}$ - Control ($\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3}$)

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm²

$$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 157 \times 300}{300} = 471\,\text{mm} < S_{max} = 600\,\text{mm}$$

Take S = 400 mm

$$V_{S\,(2\,\Phi 10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{377 \times 157 \times 300}{400} \times 10^{-3} = 44.391\ \text{KN}$$

❖ 4.11-13 Design of (beam7)→(Ground Beam) :

Dim(50×30)cm

L=5 m

Φ = 14

d = 500 - 40 – 10 – 14\2 = 477 mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 477 = 204.43$mm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 204.43 = 173.76$mm

Max +ve moment(z)= 22.07KN.m

Max -ve moment(z)= - 46.67KN.m

❖ Design for Positive Moment Mu = 22.07KN.M:

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 173.76 \times 300 \, (477 - \frac{173.76}{2}) \times 10^{-6} = 432.14 KN.M$

$\phi M_n = 388.93 KN.M > M_u = 22.07 KN.M$

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{22.07 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 477^2} = 0.359 MPa$

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.359}{420}}) = 0.00086$

$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.00086 \times 300 \times 477 = 123.066 mm^2$

$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$

$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (300) * 477}{420} = 425.9 \ mm^2$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$= \frac{1.4 * (300) * 477}{420} = 477 \ mm^2$

N = 477÷ 200.96 = 2.66

Use3Ø16

$As_{prov} = 602.88 \ mm^2 > As_{req} = 477 \ mm^2$

❖ **Check for Spacing :**

$S = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 16}{2} = 76mm$

S > 25 mm

S > d_b

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

602.88 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a

$a = 39.72\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{39.72}{0.85} = 46.73\ mm$

β = 0.85 ..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{477-46.73}{46.73} \times 0.003 = 0.0276$$

$$\varepsilon_s = 0.0276 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Negative Moment Mu = - 46.67 KN.M:**

$M_{n\,max} = 0.85 * fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85*25'\times 173.76\times 300\,(477 - \frac{173.76}{2})\times 10^{-6} = 432.15 KN.M$

$\Phi M_n = 388.93 KN.M > M_u = 46.67 KN.M$

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b*d^2}$

$$Rn = \frac{46.67 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 477^2} = 0.7597 \text{MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) \rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.76}{420}}\right) = 0.00184$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.00184 \times 300 \times 477 = 263.304 \text{mm}^2$$

$$As_{min} = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (300) * 477}{420} = 425.9 \text{ mm}^2$$

Not less than, $As_{min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4 * (300) * 477}{420} = 477 \text{ mm}^2$$

N=477 ÷ 200.96 = 2.37

→ Use 3Φ16 (1 layers)

$As_{prov} = 602.88\text{mm} > As_{req} = 477\text{mm}^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 3 \times 16}{2} = 76\text{mm}$$

S > 25 mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$602.88 * 420 = 0.85 * 25 * 300 * a$

$a = 39.72\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{39.72}{0.85} = 46.73\ mm$

$\beta = 0.85$ ..... f_c <28MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{477 - 46.73}{46.73} \times 0.003 = 0.0276$$

$\varepsilon_s = 0.0276 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ 4-11.14 Design (beam7) For Shear :-

Max. Shear =56.47KN.m

At d=477mm→Vu=46.19 KN

$Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{46.19}{0.75} = 61.6\ KN$

Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).shear

$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw \times d$

$= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 300 \times 477 \times 10^{-3} = 119.25$ KN

$\Phi Vc = 0.75 \times 119.25 = 89.44$ KN

$\Phi Vc = 89.44 > Vu = 46.19$ KN

Minimumshear reinforcement is required ($A_{v,min}$)

$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}}$ but not less than,

$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}}$ - Control ($\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3}$)

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm²

$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 157 \times 300}{300} = 471\,\text{mm} < S_{max} = 600\,\text{mm}$

Take S = 400 mm

$V_{s\,(2\,\Phi 10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{477 \times 157 \times 300}{400} \times 10^{-3} = 56.166\ \text{KN}$

4.12 Design of Cylindrical Shells :

After using Sap 2000 program, and assuming the following :

L = 20 m
Roll down Angle = 90
Radius R = 2.5m

We got the following results:

- Max positive moment M_{11} in the direction parallel to the shell = 600 N.m
- Max Negative moment M_{11} in the direction Parallel to the shell = -700 N.m
- Max positive moment M_{22} in the direction Perpendicular to the shell = 2.1 KN.m
- Max Negative moment M_{22} in the direction Perpendicular to the shell = -2.45 KN.m

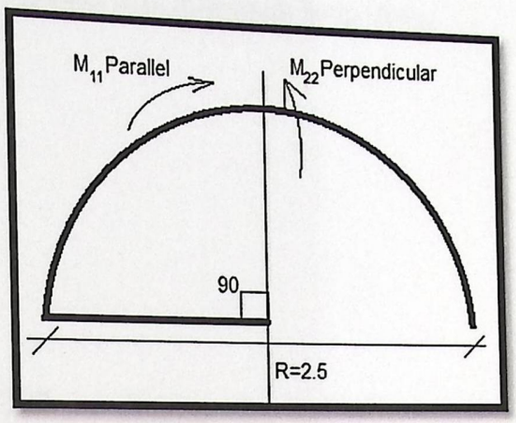
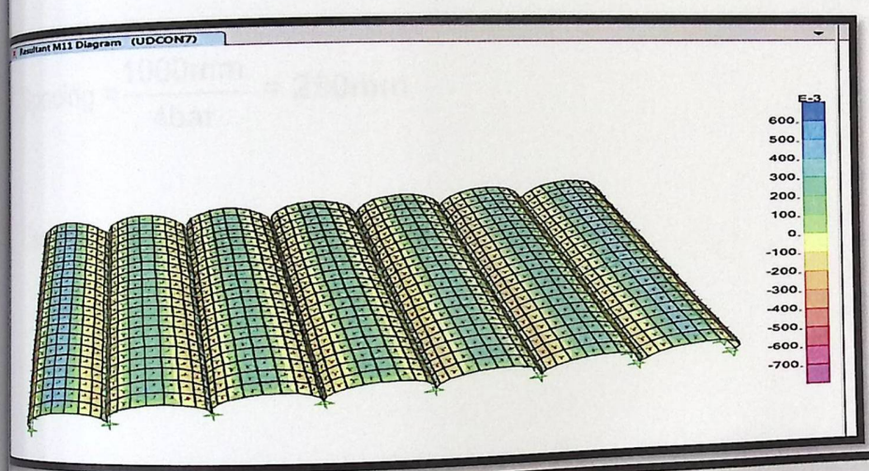


Fig (4-26): Moment Directions on the Shells



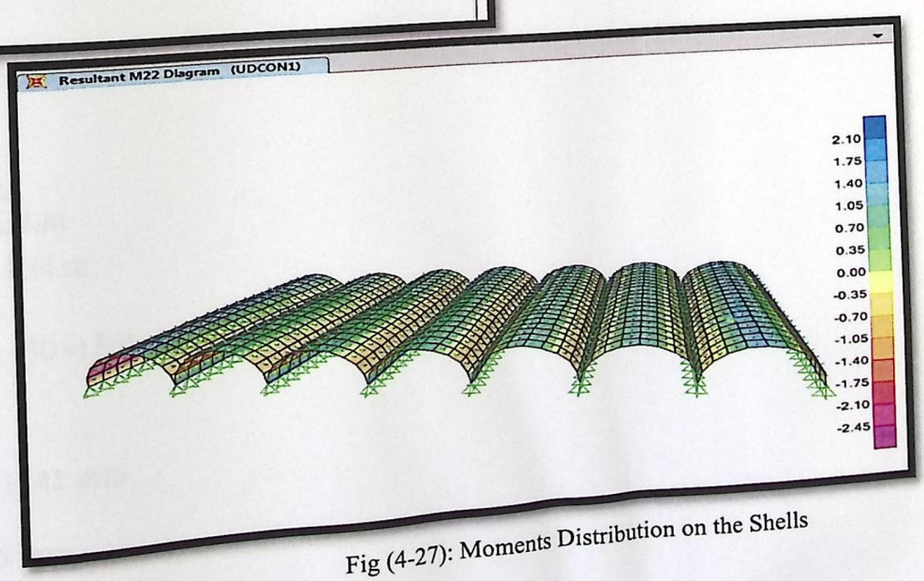


Fig (4-27): Moments Distribution on the Shells

Check for maximum tensile strength of concrete

$$Tc = .1 \times 0.4 \times fc'$$

$Tc = .1 \times 0.4 \times 25 = 1\text{N}/mm^2 > 0.3698\text{N}/mm^2$

Because the maximum tensile strength of concrete is greater than maximum hoop stress, only nominal reinforcement of 0.2% is provided.

Design of Reinforcement :

$A_s = 0.2\% \times t \times 1m = 0.002 \times 100 \times 1000 = 200mm^2/m$

Use Ø8

$$\#\text{ of bars/m} = \frac{A_s}{\text{Area of } \varphi 8 \text{ bar}} = \frac{200}{50} = 4 \text{ bars/m}$$

$$\text{Spacing} = \frac{1000mm}{4bar} = 250mm$$

Use mesh Ø8 @ 250mm in both directions.

❖ 4.12-2 Design of Beam 8 under the shells :

From Sap2000 and StadPro :

- max live load = 7.5 KN.m
- max Dead load = 22 KN.m

☒ we assume Dimensions = (50×130) cm

Φ = 18

d = 1300 - 40 – 10 – 18\2 = 1241 mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 1241 = 531.86$ mm

Check for maximum tensile strength of concrete

$$Tc = .1 \times 0.4 \times fc'$$

$Tc = .1 \times 0.4 \times 25 = 1\text{N}/mm^2 > 0.3698\text{N}/mm^2$

Because the maximum tensile strength of concrete is greater than maximum hoop stress, only nominal reinforcement of 0.2% is provided.

Design of Reinforcement :

$A_s = 0.2\% \times t \times 1m = 0.002 \times 100 \times 1000 = 200 mm^2/m$

Use Ø8

$$\#\text{ of bars/m} = \frac{A_s}{\text{Area of } \varphi 8 \text{ bar}} = \frac{200}{50} = 4 \text{ bars/m}$$

$$\text{Spacing} = \frac{1000mm}{4bar} = 250mm$$

Use mesh Ø8 @ 250mm in both directions.

❖ 4.12-2 Design of Beam 8 under the shells :

From Sap2000 and StadPro :

- max live load = 7.5 KN.m
- max Dead load = 22 KN.m

☒ we assume Dimensions = (50×130) cm

Φ = 18

d = 1300 - 40 – 10 – 18\2 = 1241 mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 1241 = 531.86$ mm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 531.86 = 452.1$ mm

❖ **Design for Max Negative Moment Mu = - 813.3 KN.M:**

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

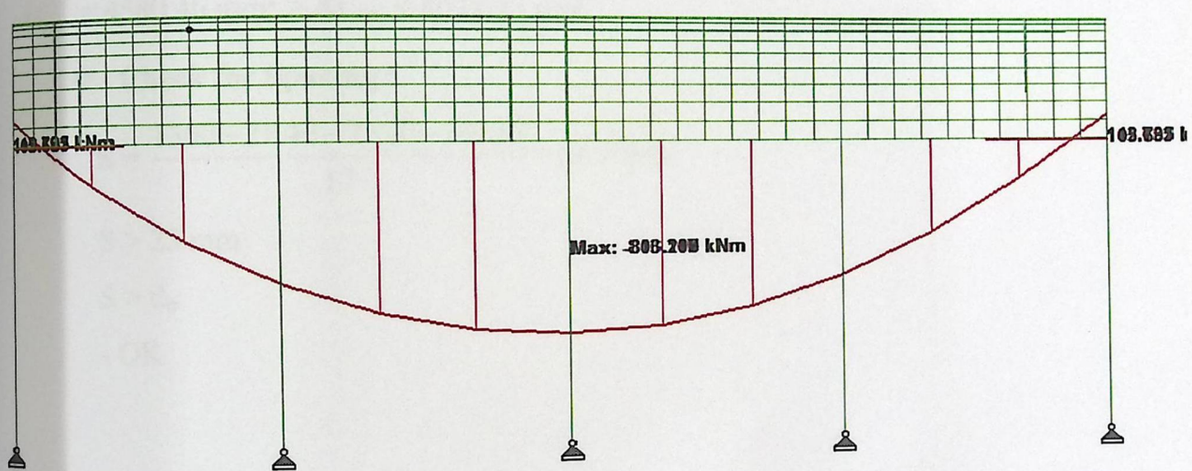
$= 0.85 \times 25' \times 452.1 \times 1300 \, (1241 - \frac{452.1}{2}) \times 10^{-6} = 12675.98$ KN.M

$\Phi M_n = 0.9 \times 12675.98 = 11408.38$ KN.M > $M_u = 813.3$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{813.3 \times 10^6}{0.9 \times 1300 \times 1241^2} = 0.45 \text{ MPa}$$



$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times .45}{420}}) = 0.0011$$

As req = $\rho \times b \times d = 0.0011 \times 1300 \times 1241 = 1774{,}63$ mm²

Fig (4-28): Moments Distribution on beam 8

$$As\,min = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25)*\sqrt{25}*(1300)*1241}{420} = 4801.48\ mm^2$$

Not less than, $As\,min = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4*(1300)*1241}{420} = 4337{,}47\ mm^2$$

⇨ Use $As_{req} = As_{min} = 4337.47$

$N = 4337.47 \div 254.47 = 17$

➔ **Use 18 Φ 18 (3 layers)**

$As_{prov} = 4580.46\ mm^2 > As_{req} = 4337.47\ mm^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{1300-2\times40-2\times10-18\times18}{17} = 51.53mm$$

$S > 25$ mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As_{req} \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$4337.47 \times 420 = 0.85 * 25 * 1300 * a$

$a = 65.945\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{65.95}{0.85} = 77.58\ mm$$

$\beta = 0.85$ ..... $f_c < 28MPa$ ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{1300 - 77.58}{77.58} \times 0.003 = 0.05$$

$$\varepsilon_s = 0.05 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Max Positive Moment Mu = + <u>112.37 KN.M</u>:**

$$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0.85 \times 25' \times 452.1 \times 1300 \, (1241 - \frac{452.1}{2}) \times 10^{-6} = 12675.98 \text{ KN.M}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times 12675.98 = 11408.38 \text{ KN.M} > M_u = 112.37 \text{ KN.M}$$

➔ Design the section as singly reinforced.

$$\mathbf{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{813.3 \times 10^6}{0.9 \times 1300 \times 1241^2} = 0.062 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.062}{420}}) = 0.00015$$

$$As\,req = \rho \times b \times d = 0.00015 \times 1300 \times 1241 = 238.5 \text{ mm}^2$$

$$As\,min = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (1300) * 1241}{420} = 4801.48 \text{ mm}^2$$

Not less than, $As\,min = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4 * (1300) * 1241}{420} = 4337{,}47 \text{ mm}^2$$

⇨ Use $As_{req} = As_{min} = 4337.47$

$N = 4337.47 \div 254.47 = 17$

➔ **Use 18 Φ 18 (3 layers)**

$As_{prov} = 4580.46\ mm^2 > As_{req} = 4337.47\ mm^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{1300 - 2\times40 - 2\times10 - 18\times18}{17} = 51.53mm$$

$S > 25$ mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As_{req} \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$4337.47 \times 420 = 0.85 * 25 * 1300 * a$

$a = 65.945\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{65.95}{0.85} = 77.58\ mm$$

$\beta = 0.85$ ..... $f_c < 28MPa$ ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{1300 - 77.58}{77.58} \times 0.003 = 0.05$$

$\varepsilon_s = 0.05 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ 4.12-3 Design of Beam 8 for Shear :

Max. Shear =183.78 KN.m

$$Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{183.78}{0.75} = 245\ KN$$

❖ Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw \times d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 500 \times 1241 \times 10^{-3} = 517.1\ KN$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times 517.1 = 387.8\ KN$$

$$\frac{1}{2}\Phi Vc = 287.8 \div 2 = 193.9 \geq Vu = 183.78\ KN$$

(No shear reinforcement is required)

But we well use minimum reinforcement

$$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}}$$ but not less than,

$$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}}$$ - Control ($\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3}$)

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm²

$$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 157 \times 300}{500} = 282.6\ mm < S_{max} = 600\ mm$$

$$V_{S\,(2\,\Phi 10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{1241 \times 157 \times 300}{500} \times 10^{-3} = 116.9\ KN$$

Take S = 250 mm

$$V_{S\,(2\,\Phi 10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{1241 \times 100.5 \times 300}{250} \times 10^{-3} = 149.66\ KN$$

❖ 4.12-4 Design of beam 9 for Flexure :

☒ we assume Dimensions = (30×50) cm

$\Phi = 12$

$d = 500 - 40 - 10 - 12\backslash 2 = 444$ mm

$C = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} \times 444 = 190.3$ mm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 190.3 = 161.74$ mm

❖ Design for Max Negative Moment Mu = -5.75 KN.M:

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 161.74 \times 500 \, (444 - \frac{161.74}{2}) \times 10^{-6} = 624.1$ KN.M

$\Phi M_n = 0.9 \times 624.1 = 561.6$ KN.M > $M_u = 5.75$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{5.75 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 444^2} = 0.062$ MPa

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.062}{420}}) = 0.000174$

$As\,req = \rho \times b \times d = 0.000174 \times 500 \times 444 = 38.7$ mm²

$$As\,min = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25)*\sqrt{25}*(500)*444}{420} = 660.7\ mm^2$$

Not less than, $As\ min = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4*(500)*444}{420} = 740\ mm^2$$

⇨ Use $As_{req} = As_{min} = 740\ mm^2$

$N = 740 \div 113.1 = 6.54$

➔ **Use 7 Φ 12**

$As_{prov} = 791.7\ mm^2 > As_{req} = 740\ mm^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{500 - 2\times40 - 2\times10 - 7\times12}{6} = 52.6mm$$

$S > 25\ mm$

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As_{req} \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$740 \times 420 = 0.85 * 25 * 500 * a$

$a = 29.25\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29.25}{0.85} = 34.4\ mm$$

$\beta = 0.85$ ..... $f_c < 28MPa$ ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{500 - 34.4}{34.4} \times 0.003 = 0.04$$

$\varepsilon_s = 0.05 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ Design for Max Positive Z Moment Mu = +2.04 KN.M:

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 161.74 \times 500 \, (444 - \frac{161.74}{2}) \times 10^{-6} = 624.1$ KN.M

$\Phi M_n = 0.9 \times 624.1 = 561.6$ KN.M > $M_u = 2.04$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{2.04 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 444^2} = 0.023$ MPa

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.023}{420}}) = 0.000055$

As req = ρ× b × d = 0.000055 × 500 × 444 = 12.21 mm²

$As\,min = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$

$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (500) * 444}{420} = 660.7$ mm²

Not less than, $As\,min = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$= \frac{1.4 * (500) * 444}{420} = 740$ mm²

⇨ Use $As_{req} = As_{min} = 740$ mm²

N = 740 ÷ 113.1 = 6.54

➔ **Use 7 Φ 12**

As_{prov} = 791.7 mm² > As $_{req}$ = 740 mm²

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{500 - 2\times 40 - 2\times 10 - 7\times 12}{6} = 52.6\text{mm}$$

S > 25 mm

S > d_b

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As_{req} \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

740 x 420 = 0.85 * 25 * 500 * a

$a = 29.25\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29.25}{0.85} = 34.4\,mm$$

β = 0.85 ..... $f_c < 28$MPa ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{500 - 34.4}{34.4} \times 0.003 = 0.04$$

$\varepsilon_s = 0.05 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ 4.12-5 Design of beam9 for flexure in Y direction (Torsion):

❖ Design for Max Negative Y Moment Mu = -10.61 KN.M:

$$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a\, b\, (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0.85 \times 25' \times 161.74 \times 500\,(444 - \frac{161.74}{2}) \times 10^{-6} = 624.1 \text{ KN.M}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 624.1 = 561.6 \text{ KN.M} > M_u = 10.61 \text{ KN.M}$$

➔ Design the section as singly reinforced.

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{5.75 \times 10^6}{0.9 \times 500 \times 444^2} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.12}{420}}) = 0.000287$$

$$As\,req = \rho \times b \times d = 0.000287 \times 500 \times 444 = 63{,}6 \text{ mm}^2$$

$$As\,min = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (500) * 444}{420} = 660.7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Not less than, As min} = \frac{1.4(b)d}{fy}$$

$$= \frac{1.4 * (500) * 444}{420} = 740 \text{ mm}^2$$

⇨ Use $As_{req} = As_{min} = 740 \text{ mm}^2$

$$N = 740 \div 113.1 = 6.54$$

➔ **Use 7 Φ 12**

As_{prov} = 791.7 mm² > As $_{req}$ = 740 mm²

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{500 - 2\times40 - 2\times10 - 7\times12}{6} = 52.6mm$$

S > 25 mm

S > d_b

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As_{req} \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

740 x 420 = 0.85 * 25 * 500 * a

$a = 29.25\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29.25}{0.85} = 34.4\,mm$$

β = 0.85 ..... $f_c < 28MPa$ ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{500 - 34.4}{34.4} \times 0.003 = 0.04$$

$\varepsilon_s = 0.05 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Max Positive Y Moment Mu = -<u>9.38 KN.M</u>:**

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a\, b\, (d - \frac{a}{2})$

$$= 0.85 \times 25' \times 161.74 \times 500\,(444 - \frac{161.74}{2}) \times 10^{-6} = 624.1 \text{ KN.M}$$

$\Phi M_n = 0.9 \times 624.1 = 561.6$ KN.M > M_u = 5.75 KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{9.38\times10^{6}}{0.9\times500\times444^{2}} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{420}{0.85\times25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) \quad \rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2\times19.76\times0.011}{420}}\right) = 0.00026$$

$$As\,req = \rho\times b\times d = 0.00026\times500\times444 = 52.52 \text{ mm}^2$$

$$As\,min = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25)*\sqrt{25}*(500)*444}{420} = 660.7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Not less than, } As\,min = \frac{1.4(b)d}{fy}$$

$$= \frac{1.4*(500)*444}{420} = 740 \text{ mm}^2$$

⇨ Use $As_{req} = As_{min} = 740 \text{ mm}^2$

N = 740 ÷ 113.1 = 6.54

➔ **Use 7 Φ 12**

$As_{prov} = 791.7 \text{ mm}^2 > As_{req} = 740 \text{ mm}^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{500-2\times40-2\times10-7\times12}{6} = 52.6\text{mm}$$

S > 25 mm

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As_{req} \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$740 \times 420 = 0.85 * 25 * 500 * a$

$a = 29.25\,mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29.25}{0.85} = 34.4\,mm$

$\beta = 0.85$ ..... $f_c < 28MPa$ ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{500-34.4}{34.4} \times 0.003 = 0.04$

$\varepsilon_s = 0.05 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ 4.12.6 Design of beam9 for shear:

Max. Shear = 4 KN.m

$Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{4}{0.75} = 5{,}34\,KN$

❖ Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw \times d$

$= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 300 \times 444 \times 10^{-3} = 111$ KN

$\Phi Vc = 0.75 \times 11 = 83.25$ KN

$\frac{1}{2}\Phi Vc = 83.25 \div 2 = 41.6 \geq Vu = 4$ KN

(No shear reinforcement is required)

But we well use minimum reinforcement

$$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}} \quad \text{but not less than,}$$

$$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}} \quad \text{- Control } \left(\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3}\right)$$

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm²

$$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 157 \times 300}{300} = 471\,\text{mm} < S_{max} = 600\,\text{mm}$$

$$V_{S\,(2\,\Phi 10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{1241 \times 157 \times 300}{500} \times 10^{-3} = 116.9\,\text{KN}$$

Take S = 300 mm

$$V_{S\,(2\,\Phi 10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{1241 \times 100.5 \times 300}{300} \times 10^{-3} = 124.7\ \text{KN}$$

❖ 4.12.6 Design of beam11 (Tie Beam) :

we assume Dimensions = (30×40) cm

$\phi = 12$

$d = 400 - 40 - 10 - 12\backslash 2 = 344$ mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 444 = 147.43$ mm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 147.43 = 125.3$ mm

❖ Design for Max Negative Moment Mu = -2.27 KN.M:

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 125.3 \times 300 \, (344 - \frac{125.3}{2}) \times 10^{-6} = 224.7$ KN.M

$\Phi M_n = 0.9 \times 224.7 = 202.3$ KN.M > $M_u = 2.27$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{2.72 \times 10^6}{0.9 \times 300 \times 344^2} = 0.085$ MPa

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \quad \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.085}{420}}) = 0.0002$

As req = ρ× b × d = 0.0002× 300× 344 = 20.9 mm²

Reinforcement from Axial $= \frac{T}{0.9\,x\,Fy} = \frac{66.7\,x10^3}{0.9\,x\,420} = 176.4$ mm²

Total required reinforcement from bending and axial = 20.9+176.4= 197.35 mm²

$As\,min = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}\,(b)d}{fy}$

$$= \frac{(0.25) * \sqrt{25} * (300) * 344}{420} = 307.1 \text{ mm}^2$$

Not less than, As min $= \dfrac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4 * (300) * 344}{420} = 344 \text{ mm}^2$$

⇨ Use $As_{req} = As_{min} = 344 \text{ mm}^2$

$N = 344 \div 113.1 = 3.04$

➔ **Use 4 Φ 12**

$As_{prov} = 452.4 \text{ mm}^2 > As_{req} = 344 \text{ mm}^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{300 - 2\times 40 - 2\times 10 - 4\times 12}{3} = 50.66\text{mm}$$

S > 25 mm

S > d_b

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As_{req} \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$344 \text{ x } 420 = 0.85 * 25 * 300 * a$

$a = 22.66\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22.66}{0.85} = 26.66\ mm$$

β = 0.85 ..... $f_c < 28\text{MPa}$ ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{344 - 26.66}{26.66} \times 0.003 = 0.04$$

$\varepsilon_s = 0.04 > 0.04 > 0.005$

OK

Max. Shear = 8.48 KN.m

$$Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{8.48}{0.75} = 11.3 KN$$

❖ Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw \times d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 300 \times 344 \times 10^{-3} = 86 \text{ KN}$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times 86 = 64.5 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} \Phi Vc = 64.5 \div 2 = 32.25 \geq Vu = 8.48 \text{ KN}$$

(No shear reinforcement is required)

But we well use minimum reinforcement

$$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}}$$ but not less than,

$$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}}$$ - Control ($\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3}$)

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm²

$$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 157 \times 300}{300} = 471 \text{ mm} < S_{max} = 600 \text{ mm}$$

$$V_{S(2\Phi10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{344 \times 157 \times 300}{500} \times 10^{-3} = 32.4 \text{ KN}$$

Take S = 300 mm

$$V_{S(2\Phi10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{344 \times 100.5 \times 300}{300} \times 10^{-3} = 34.57 \text{ KN}$$

4.12-7 Design of beam10 (Ground Beam) for Shear :

Max. Shear = 125.21 KN.m

$$Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{125.21}{0.75} = 166.94\,KN$$

❖ Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

$$Vc = \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw \times d$$

$$= \frac{\sqrt{25}}{6} \times 400 \times 444 \times 10^{-3} = 148 \text{ KN}$$

$$\Phi Vc = 0.75 \times 148 = 111 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2}\Phi Vc = 111 \div 2 = 55.5 \geq Vu = 125.21 \text{ KN}$$

Check for Section Dimensions :

$$V_s = V_n - V_c = 166.94 - 148 = 15.1 \text{ KN}$$

$$V_{s,max} = \frac{2\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{2\sqrt{25} \times 400 \times 444}{3} \times 10^{-3} = 592KN$$

$$V_{s,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{16} = \frac{\sqrt{25} \times 400 \times 444}{16} \times 10^{-3} = 55.5KN$$

$$V_s' = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{\sqrt{25} \times 400 \times 444}{3} \times 10^{-3} = 296KN$$

$V_s \leq V_{s,max}$ → 15.1 < 592 → The section dimension is large enough.

$V_s \leq V_s'$ → 15.1 < 296 →

Smax ≤ d\2 ≤ 600

→444/2 ≤ 600 = 222 mm - Control

$V_n = 166.94 > V_c = 148$

Try minimum shear reinforcement:

$A_{v,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times b_w s}{16 \times f_{yt}}$ but not less than,

$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}}$ - Control $(\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5}{16} < \frac{1}{3})$

Use stirrups U-shapes (double leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157.1 mm2

$S = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 157.1 \times 300}{400} = 353.48\,\text{mm} > S_{max} = 222\,\text{mm}$

Take $S = S_{max} = 222$ mm

$V_{S\,(2\,\Phi 10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{444 \times 157.1 \times 300}{222} \times 10^{-3} = 94.26$ KN

Check Case 3:

$\Phi V_c < V_u \leq \Phi (V_c + V_{s,min})$ – Stirrups are required.

$0.75\,(148) < 125.2 \leq 0.75\,(111+55.5)$

$111 < 125.2 \leq 166.5$ → Case3

$S = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{V_s} = \frac{444 \times 157.1 \times 300}{94.26} \times 10^{-3} = 222$ mm $> S_{max} = 222$

Use Φ_{10}@200 mm $< S_{max} = 222$

❖ 4.12-8 Design of beam10 (Ground Beam) :

we assume Dimensions = (50×40) cm

$\phi = 12$

$d = 500 - 40 - 10 - 12\backslash 2 = 444$ mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 444 = 190.3$mm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 190.3 = 161.74$ mm

❖ Design for Max Negative Moment Mu = -103.4 KN.M:

$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 25' \times 161.74 \times 400 \, (444 - \frac{161.74}{2}) \times 10^{-6} = 499.26$ KN.M

$\Phi M_n = 0.9 \times 224.7 = 202.3$ KN.M > $M_u = 449.33$ KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Rn = \frac{103.4 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times 444^2} = 1.46$ MPa

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$ $\rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 1.46}{420}}) = 0.0036$

$As\,req = \rho \times b \times d = 0.0036 \times 400 \times 444 = 640.17$ mm²

But, $As_{min} = \frac{(0.25)x\sqrt{25}x(400)x444}{420} = 528.57$ mm²

Not less than, $As\ min = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4x(400)x444}{420} = 592\ mm^2$$

⇨ Use $As_{req} = 640.17\ mm^2$

$N = 640.17 \div 113.1 = 5.66$

➔ **Use 6 Φ 12**

$As_{prov} = 678.6\ mm^2 > As_{req} = 592\ mm^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{400 - 2\times40 - 2\times10 - 6\times12}{5} = 45.6\ mm$$

$S > 25\ mm$

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As_{req} \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$640.17 \text{ x } 420 = 0.85 * 25 * 400 * a$

$a = 31.63\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.63}{0.85} = 37.2\ mm$$

$\beta = 0.85$ ..... $f_c < 28MPa$ ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{444 - 37.2}{37.2} \times 0.003 = 0.041$$

$\varepsilon_s = 0.04 > 0.041 > 0.005$

OK

❖ Design for Max Positive Moment Mu = 52.3KN.M:

$$M_{n\,max} = 0.85 \times fc' \, a \, b \, (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0.85 \times 25' \times 161.74 \times 400 \, (444 - \frac{161.74}{2}) \times 10^{-6} = 499.26 \text{ KN.M}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 224.7 = 202.3 \text{ KN.M} > M_u = 52.3 \text{ KN.M}$$

➔ Design the section as singly reinforced.

➔ Due to the small Moment, we will design it at the minimum reinforcement required for this beam

➔ **Rn** = $\frac{Mn}{b * d^2}$

$$Rn = \frac{52.3 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times 444^2} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}) \rho = \frac{1}{19.76}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.76 \times 0.74}{420}}) = 0.0018$$

➔ As req = ρ× b × d = 0.0018× 400× 444 = 318.56 mm²

$$As\,min = \frac{(0.25)\sqrt{f_c}\,(b)d}{fy}$$

$$= \frac{(0.25)x\sqrt{25}x(400)x444}{420} = 528.57 \text{ mm}^2$$

Not less than, $As\,min = \frac{1.4(b)d}{fy}$

$$= \frac{1.4x(400)x444}{420} = 592 \text{ mm}^2$$

⇨ Use $As_{req} = As_{min} = 592 \text{ mm}^2$

N = 592 ÷ 113.1 = 5.23

➔ **Use 6 Φ 12**

$As_{prov} = 678.6\ mm^2 > As_{req} = 592\ mm^2$

❖ **Check for Spacing :**

$$S = \frac{400 - 2\times40 - 2\times10 - 6\times12}{5} = 45.6\ mm$$

$S > 25\ mm$

$S > d_b$

- OK

❖ **Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

$As_{req} \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$

$592 \times 420 = 0.85 * 25 * 400 * a$

$a = 29.25\ mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29.25}{0.85} = 34.4\ mm$$

$\beta = 0.85$ ..... $f_c < 28MPa$ ..... ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{444 - 34.4}{34.4} \times 0.003 = 0.041$$

$\varepsilon_s = 0.04 > 0.041 > 0.005$

OK

❖ 4.13-1 Design of column(1)

Axial load= 46.958 KN.

Bending moment=11.86 KN.m & -7.32KN.m

Shear=8.17KN

Dim=(25×25)cm

Length=2.35m

By using COLW.Program

We used 8Ø12 whith As=904 mm^2

Use stirrups Ø10@15cm(2 leg stirrups)

shear(y)

Bending moment(z)

❖ 4.13-2 Design of column 2

Dim(60×30)cm

From stad.pro

D.L(Service)=907.407 KN

L.L(Service)=163.172 KN

Pu=1349.9636

Mu(y)=151.015 KN.m

Mu(z)=87. 44 KN.m

Vu(y)=13.46 KN

Vu(z)=23.17KN

Use 16Ø18 with As=4069.5mm^2

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm^2/25cm

❖ 4.13-3 Design of column 3

Dim(40×20)cm

From stad.pro

D.L(Service)=287.91 KN

L.L(Service)=2.218 KN

Pu=349.041 KN

Mu(y)=8.449 KN.m

Mu(z)=7.056KN.m

Vu(y)=2.63 KN

Vu(z)=1.495KN

Use 8Ø12 with As = 904mm^2

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm^2/15cm

❖ 4.13-4 Design of column 4

D= (40)cm

From stad.pro

D.L(Service)=271.107 KN

L.L(Service)=-.941 KN

Pu=323.83 KN

Mu(y)=(-22.314→31.443) KN.m

Mu(z)=0.042KN.m→0.0

Vu(y)=0.025 KN

Vu(z)=17.92KN

Use 12Ø12 with As=1356.5mm^2

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm^2/15cm

❖ 4.13-5 Design of column 5 :

Axial load= 584 KN.

Bending moment=90.34 KN.m

Shear= 15.6KN

Dim=(30x30)cm

Length= 6m

By using COLW.Program

We used 12Ø16 whith As=2412 mm^2

Use stirrups 24Ø10@25cm (2 leg stirrups)

❖ 4.13-6 Design of column 6 :

Axial load= 122 KN.

Bending moment=6.98 KN.m

Shear= 1.15KN

Dim=(30x30)cm

Length= 6m

By using COLW.Program

We used 8Ø12 whith As=904 mm^2

Use stirrups 40Ø10@15cm (2 leg stirrups)

❖ 4.14-1 Design of Isolated footing(major)

D.L = 907.407KN

L.L = 163.172KN

Allowable soil pressure = 280 KN/m2

Soil unit weight = 18 KN/m^3

fc = 25MPaFy = 420 MPa

Assume h (footing) = 50 cm

W(footing) = 0.50× 25 = 12.5KN\m^2

W(soil) = 1.5× 18 = 27KN\m^2

W total = 5 + 12.5 + 27 = 44.5 KN\m^2

qa,net = 280 – 44.5 =235.5KN\m^2

$A = \frac{Pn}{qa,net} = \frac{1070.58}{235.5} = 4.55\ m^2$

$A=L^2 \rightarrow L = \sqrt{4.55} = 2.13$ m

❖ Take L = 2.2 m

Pu =1350 KN

q_u = 1350 / (2.2×2.2) = 278.93KN/m^2

Check for One Way Shear :-

Vu at distance d from the face of support:

$$Vu = q_u \times b\left(\frac{L_{Foundation}}{2} - \frac{a}{2} - d\right)$$

$$Vu = 278.93 \times 2.2\ \left(\frac{2.2}{2} - \frac{0.3}{2} - d\right) = 582.964 - (613.646\,d)$$

$$\phi.Vc = \phi.\left(\frac{1}{6} \times \sqrt{fc'} \times b_w \times d\right)$$

$$\phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 2200 \times d \times 10^{-3} = 1.375\,d$$

$$\phi.Vc = Vu$$

$$\rightarrow 1.375\,d = 582.964 - (613.646\,d)$$

$$\Rightarrow d = 0.947\ m$$

$$h = 94.7 + 7.5 + 2 = 104.2m$$

$$Take\ \ h = 1.1m$$

$$d = 110 - 7.5 - 2 = 100.5cm$$

Check for two way shear action (punching):-

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$Vu_C = [A - \{(b+d) \times (a+d)\}] \times q_u$$

$$Vu_C = [2.2 \times 2.2 - \{(1.005+0.6) \times (1.005+0.3)\}] \times 227.27 = 666.7KN$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{.6}{0.3} = 2$$

b_o = Perimeter of critical section taken at (d /2)from the loaded area

$b_o = 2\,(1.005 + 0.6) + 2(1.005 + 0.3) = 5.82$ m

$\alpha_s = 30$ for edge column

According to ACI section 11.11.2 $\phi.V_C =$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}\times\left(1+\frac{2}{2}\right)\times\sqrt{25}\times 5820\times 1005\times 10^{-3} = 7311375KN$$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}\left(\frac{30*1005}{5820}+2\right)\times\sqrt{25}\times 5820\times 1005\times 10^{-3} = 131247KN$$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}\times\sqrt{25}\times 5820\times 1005\times 10^{-3} = 7311.375KN$$

$\phi V_C = 7311.3KN$ ..... *Control*

$\phi Vc > Vu_C \Rightarrow$ *Satisfied*

Design for flexural in long direction :

ϕ_b= 14 mm

b = 2.2 m

h = 1.1 m

$d = 1100 - 75 - 10 = 1015mm$

$Mu = 227.3\times 0.95 \times 2.2 \times \frac{0.95}{2} = 225.65$KN.m

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{225.65\times 10^6}{0.9\times 2200\times 1015^2} = 0.11Mpa$$

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{420}{0.85\times 25}=19.76$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{f_y}}\right)$$

$$\rho=\frac{1}{19.76}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 19.76\times 0.11}{420}}\right)=0.00026$$

$$As_{Req.}=\rho\times b\times d=0.00026\times 2200\times 1015=586.355mm^2$$

$Check\ \ As_{\min}$:

$$As_{Shrinkage}=0.0018\times b\times h=0.0018\times 2200\times 1100=4356mm^2$$

$$\therefore As=4356mm^2$$

$Select\ 14\phi 20\Rightarrow As_{Provided}=4396mm^2>4356mm^2.....ok$

Design for flexural in short direction :

ϕ_b= 14 mm

b= 2.2 m

h= 1.1 m

$$d=1100-75-20-20\backslash 2=995mm$$

$$Mu=227.3\times 0.8\times 2.2\times\frac{0.8}{2}=160.02KN.m$$

$$Rn=\frac{Mn}{bd^2}=\frac{160.02\times 10^6}{0.9\times 2200\times 995^2}=0.081Mpa$$

$$m=\frac{fy}{0.85*fc'}=\frac{420}{0.85\times 25}=19.76$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{f_y}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{19.76}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 19.76\times 0.081}{420}}\right) = 0.000193$$

$$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.000193 \times 2200 \times 995 = 422.97\,mm^2$$

Check $As_{\min}$:

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 2200 \times 1100 = 4356\,mm^2$$

$$\therefore As = 4356\,mm^2$$

$$Select\ 14\phi 20 \Rightarrow As_{Provided} = 4396\,mm^2 > 4356\,mm^2 .....ok$$

- **Check Spacing :**
  - $S = \frac{2200-75\times 2-14\times 20}{13} = 136.15$ mm

3- $S_{max} = 3h = 3 * 1100 = 3300$ mm

4- 450 mm → Control

- $136.15 < S_{max} = 450$ mm → OK

- **Check for Dowel :**

$$\phi.Pn = \phi.(0.85\,fc'Ag)$$

$$\phi.Pn = 0.65\times\{0.85\times 25\times 600\times 300\times 10^{-3}\} = 2486.25KN$$

$$But\ Pu = 1100 \le \phi.Pn = 2486.25$$

- ⇨ Load transfer between column and footing can be done through concrete alone
- ⇨ Dowels are not required.

$As_{.min} = 0.005\times Area._{column} = 0.005\times 600\times 300 = 900mm^2$

select 8Ø16 with As = 1607.68

$L_{sc.req} = 0.071\times f_y \times d_b = 0.071\times 420\times 16 = 477.12mm$

Select $L_{sc} = .7m > L_{sc.req} = 477.12mm > L_{sc.min} = 300$

$L_{dc} = \frac{0.24\,fy\,d_p}{\lambda\sqrt{fc'}}$ (ACI section 12.3)

$= \frac{0.24 \times 420 \times 16}{\sqrt{25}} = 322.56\text{mm}$ …. Control

$\geq 0.043\ fyd_b$

$\geq 0.043 \times 420 \times 16 = 283\text{mm} \rightarrow$ ok

Available development length

$L_{dcava} = h - c - 2d_b$

$= 1100 - 75 - 2\times20 = 985$ mm

Take $L_{dc} = 985 > L_{dcreq} = 323$

❖ 4.14.3 Foundations design (By using safe program)

1) **Design of isolated footing (F2)(minor column)Dim(20 x 40)cm**

subgrade modules=120×qall =33600 KN/m^3

D.L=288.266 KN.

L.L=2.217 KN.

Then we get →(h=400mm)&(L=1.6m)&(b=1m)are satisfied ASI-cod requirement

reinforcement bottombar (X-direction)→ Ø14@200mm

reinforcement bottom bar (Y-direction)→ Ø12@250mm

2) **Design of isolated footing (minor Circular column(F3))D=(40)cm**

subgrade modulus=120×qall =33600 KN/m^3

D.L=261.953 KN.

L.L=-0.937 KN.

Then we get →(h=400mm)&(L=1.6m)&(b=1m) are satisfied ASI-cod requirement

reinforcement bottom bar (X-direction)→ Ø14@250mm

reinforcement bottom bar (Y-direction)→ Ø14@250mm

3) **Design of compound footing(F4) [major column(60×30)and minor column(30×30)]**

subgrade modules=120×qall =33600 KN/m^3

from major column D.L=907.407 KN.

L.L=163.172KN.

from minor column D.L=16.983 KN.

L.L=7.291 KN.

Then we get →(h=600mm)&(L=2.7m)&(b=2m) are satisfied ASI-cod requirement

reinforcement bottombar (X-direction)→ Ø14@150mm

reinforcement bottom bar (Y-direction)→ Ø14@200mm

4) **Design of compound footing(F5) [minor column(40×20)& minor column (30×30)]**

subgrade modulus=120×qall =33600 KN/m^3

from minor column(40×20) D.L=288.266 KN.

L.L=2.217 KN.

from minor column (30×30) D.L=26.41 KN.

L.L=10.66 KN.

Then we get →(h=450mm)&(L=2m)&(b=1.2m) are satisfied ASI-cod requirement

reinforcement bottom bar (X-direction)→ Ø14@200mm

reinforcement bottom bar (Y-direction)→ Ø12@200mm

5) **Design of compound footing(F6) [minor circular column(D=40cm)&2 minor column (30×30)]**

subgrade modules=120×qall =33600 KN/m^3

from minor circular: column(D=40cm)D.L=261.953 KN.

L.L=-0.937 KN.

from minor column: (30×30) D.L=66.776 KN.

L.L=26.199 KN.

Then we get →(h=800mm)&(L=2.5m)&(b=2.2m) are satisfied ASI-cod requirement

reinforcement bottom bar (X-direction)→ Ø14@200mm

reinforcement bottom bar (Y-direction)→ Ø14@200mm

reinforcement top bar (X-direction)→ Ø10@300mm

reinforcement top bar (Y-direction)→ Ø10@300mm

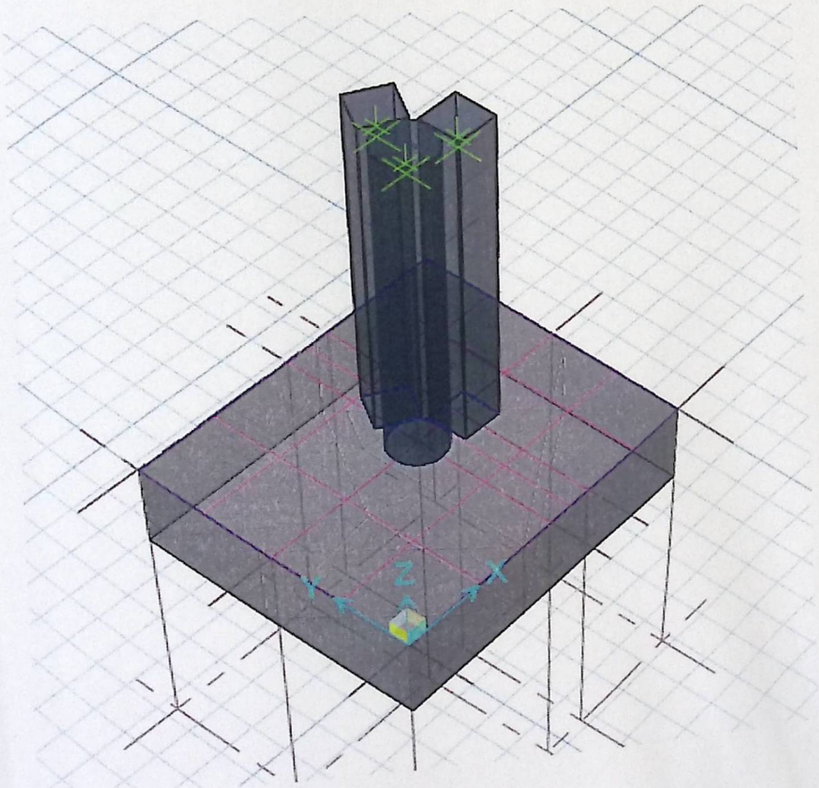


Fig (4-29): 3D for the combined footing

الفصل الخامس

الملاحق

Appendix A : Architectural Drawings 5.1

Appendix B : Structural Drawings 5.2

5.3 المصادر والمراجع

5.3 المصادر والمراجع

1. American Concrete Institute (A.C.I), Building code Requirement for structural concrete (ACI-318M-08).

٢- البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006م.

٣- إبراهيم عابد – عمر أبو عرام- نوح زيدات ، " التصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية و المصرفية" ، مشروع تخرج استكمالاً لمتطلبات درجة البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، ٢٠١٢م. كودات