The Structural Design Of Three Units Of Educational Center

By

Taqi Alden A. AL-khateb Hammam Asafra
Moneer Izzat Doufesh

Supervisor: Dr. Mohamed Taha

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

التصميم الإنشائي لأجزاء من مركز تعليمي

فريق العمل :

تقي الدين أحمد الخطيب همام عصافرة منير عزت دوفش

جامعة بوليتكنك فلسطين

2014 م

إشراف :
د. محمد طه السيد احمد

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
د. محمد طه سيد أحمد	د.غسان الدويك

2014

الإهـــــــــــــــــداء :

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.

الشُـــــــــــــــــــــــكر:

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

تتلخص فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لوحدات من مركز تعليمي حيث إنَّ المشروع عبارة عن مركز تعليمي يوفر كافة الاحتياجات والمتطلبات التي يحتاجها المستخدمون، إذ أنَّ المبنى بمساحته الكبيرة يوفر العدد الكافي من مواقف السيارات والمدرجات والقاعات ومكاتب وكافيتيريا و خزانات مياه .

ويتكون المركز من وحدات كثيرة اخترنا منها ثلاث وحدات وهم :

1-المسجد و مساحته 475م.

2-صالة تدريب بمساحة 3200م.

3-خزانات مياه بمساحة 800م و حجم 4000كوب.

وسيتم التصميم بناءً على متطلبات الكود الأمريكي **ACI_code (318_08)** والكود الأردني للأحمال والكود الألماني للرياح(**DIN 1055-5**) ،وقد استخدمنا بعض البرامج لإخراج المشروع مثل AutoCAD 2014, office 2013 ،واستخدمنا عدداً من برامج التحليل والتصميم الانشائي وهي: Atir , Safe 12.3,Etaps 9.7.1, Sap 2000,DeconSTDesign,.

والله ولي التوفيق

Project Abstract

The idea of the project is the structural design for units of an educational center where the project provides all the needs and requirements needed by the visitors, as the large surface area of the building provides a sufficient number of parking spaces and terraces, halls, offices, cafeteria and water tanks.

The center consists of many units, we chose three units witch are:
1-Mosque with an area of 475 sqm.
2-training halls with an area of 3200 sqm.
3-water tanks with an area of 800 sqm and 4000 cup size.

The design will be based on the requirements of the American Code (**ACI -318-08**), and the Jordanian Code of loads and the German Code for Winds(**DIN 1055-5**) . And we will use some of software like (Office 2013) and (AutoCAD 2014) to project output, and also we use some programs for structural design and analysis like, Atir , Safe , Etaps, Sap 2000.

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	X
فهرس الصور	X
فهرس الأشكال	X
List of Abbreviations	XI1
الفصل الأول : المقدمة	1
1.1 المقدمة	2
2.1 أهداف المشروع	2
3.1 مشكلة المشروع	3
4.1 حدود مشكلة المشروع	3
5.1 المسلمات	3
6.1 فصول المشروع	3
7.1 إجراءات المشروع	4
الفصل الثاني : الوصف المعماري	5
1.2 مقدمة	6
2.2لمحة عن المشروع	7
3.2 موقع المشروع	8

4.2 أهمية الموقع	9
5.2 عناصر الحركة في المبنى	10
6.2 حركة الشمس والرياح	10
7.2 دراسة عناصر المشروع	11
1.1.7.2 القاعة الرياضية	12
2.1.7.2 مخطط المسجد	13
2.1.7.2 مخطط خزانات الماء	13
2.7.2 وصف الواجهات	14
1.2.7.2 الواجهة الشمالية للقاعة الرياضية	14
2.2.7.2 الواجهة الشرقية	15
3.2.7.2 الواجهة الغربية	16
4.2.7.2 الواجهة الجنوبية	16
5.2.7.2 الواجهة الشمالية للمسجد	17
6.2.7.2 الواجهة الشرقية	18
7.2.7.2لواجهة الغربية	19
8.2.7.2 الواجهة الجنوبية	20
8.2 وصف الحركة	21
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	22
3.1 مقدمة	23
3.2 هدف التصميم الإنشائي	23
3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	23
3.3.1 الأحمال	24

3.3.2 الاحمال الميتة	24
3.3.3 الأحمال الحية	24
3.3.4 الأحمال البيئية	25
3.4 العناصر الإنشائية	28
1.6.3 العقدات	28
2.6.3 الجسور	30
3.6.3 الأعمدة	31
4.6.3 الجدران الحاملة (جدران القص)	31
5.6.3 الأساسات	32
3. 7برامج الحاسوب التي تم استخدامها	32
Chapter Four : Structural Analysis & Design	33
4.1 Introduction	34
4.2 Factored Loads	35
4.3Design of Shell	35
4.4 Design of Doom	39
4.5Design of Slabs	40
4.6 Design of Beams	45
4.7 Design of Columns	75
4-8 Design of stairs	86
4-9 Design of Foundation	91
4-10 Design of Basement Wall	106
الفصل الخامس : الملاحق	110
5.1 Appendix A : Architectural Drawings	110
5.2 Appendix B : Structural Drawings	110
5.3 المصادر والمراجع	111

فهرس الجداول

الجدول	رقم الصفحة
جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2013/2014	4
جدول (1-2)توزيع المساحات على الكتل المعمارية	14
جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	24
جدول (2-3) الأحمال الحية	24
جدول (3 – 3) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألماني DIN 1055-5	25
جدول (3-4) قيمة أحمال الثلوج حسب الإرتفاع عن سطح البحر	27
Table (4-1) Dead loads for Primary beam	45
Table (4-2): Dead loads for Secondary beam	57

فهرس الأشكال

الشكل	رقم الصفحة
الشكل(2-1) موقع المبنى	9
الشكل(2-2) توجيه المبنى	11
شكل(2-3) مخطط القاعة الرياضية	12
شكل(2-4) مخطط القشور القاعة الرياضية	12
شكل(2-5) مخطط المسجد	13
شكل(2-6) مخطط الخزانات	13
شكل(2-7) الواجهة الشمالية للقاعة الرياضية	15
شكل(2-8) الواجهة الشرقية للقاعة الرياضية	15
شكل(2-9) الواجهة الغربية للقاعة الرياضية	16
شكل(2-10) الواجهة الجنوبية للقاعة الرياضية	16

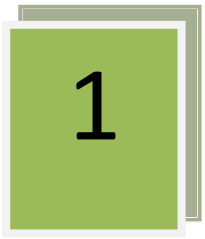
شكل(2-11) الواجهة الشمالية للمسجد	17
شكل(2-12) الواجهة الشرقية للمسجد	18
شكل(2-13) الواجهة الغربية للمسجد	19
شكل(2-14) الواجهة الجنوبية للمسجد	20
شكل(2-15) يوضح الموقع العام	21
شكل (3-1) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة	26
شكل(3-2) عقدات المصمتة ذات الاتجاهين	29
شكل(3-3) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	29
شكل (3 –4) Shells	30
شكل (3 –5) أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	30
شكل (3–6) أنواع الأعمدة	30
شكل (3–7) جدران القص	30
شكل(3 -8) الأساس المنفرد	32
Fig (4-1): Stress in doom	39
Fig (4-2): Primary beam Dimensions	46
Fig (4-3): Moment and shear evelope for primary beam	47
Fig (4-4): Shear Diagram from Dead load on the Primary beam	52
Fig (4-5): Shear Diagram from Live load on the Primary beam.	52
Fig(4-6) Vu calculation at distance D from face of support	53
Fig (4-7) distance to change spacing of stirrups	55
Fig (4-8: Moment and Shear Envelopes of Secondary beam	58
Fig (4-9):Factored reactions on Secondary beam	58
Fig (4-10): Beam Dimensions and spans lengths.	59
Fig (4-11): Moment evelope for on the Column.	75
Fig.(4-12) basement wall	106

107 Fig.(4-13) shear and moment diagram
107 Fig.(4-14) shear and moment diagram

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 .



الفصل الأول

المقدمة

1.1 المقدمة.

2.1 أهداف المشروع.

3.1 مشكلة المشروع.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

5.1 المسلمات.

6.1 فصول المشروع.

7.1 إجراءات المشروع.

1.1 المقدمة:

الإنسان بطبيعته يحتاج في جميع مراحل حياته الى الترفيه عن نفسه وتخفيف الضغط النفسي المتولد من الظروف المحيطة لدى الفرد الفلسطيني ،وانطلاقا من هذه الأهمية ، جاءت فكرة هذا المشروع الذي يعنى بدراسة مركز تدريبي يحتوي على بعض العناصر الترفيهية والرياضية والتعليمية كمشروع يمكن تصميمه وتطبيقه معمارياً وإنشائياً .

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام المختلفة ببعضها البعض ، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة أقل تكلفة اقتصادية ممكنه لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار. كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتناسب مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لخزاني مياه تحت الأرض وكذلك النظام الإنشائي لكتلتين ممتدتين على عدة مناسيب حيث تحتوي كل كتلة على طابق واحد بمناسيب مختلفة وهما عبارة عن مبنى مسجد والمبنى الاخر يحتوي على قاعة فعاليات مختلفة، 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. وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور والاشكال الجملونية بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداءً من العقدات وانتهاءً بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

2.1 أهداف المشروع

نأمل من هذا المشروع بعد إكماله أن نكون قادرين على الوصول إلى الأهداف التالية:

1. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة معاً في مشروع واحد.

4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي المختلفة.

3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية للمبنيين وخزانات المياه، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات، بالإضافة الى تصميم اشكال جملونية يتجاوز فيها الفضاء 40 مترا، وذلك للوصول الى افضل استخدام للمبنى وذلك بالتقليل من عدد الاعمدة المستخدمة بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

4.1 حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط ، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2014-2015 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

5.1 المسلمات :

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الانشائي لكافة العناصر (ACI-318-08).
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Etabs ,StadPro, Atir,Sap2000)

6.1 فصول المشروع:

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

1- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.
2- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
4- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

7.1 إجراءات المشروع:

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و اختيار النظام الإنشائي الملائم.

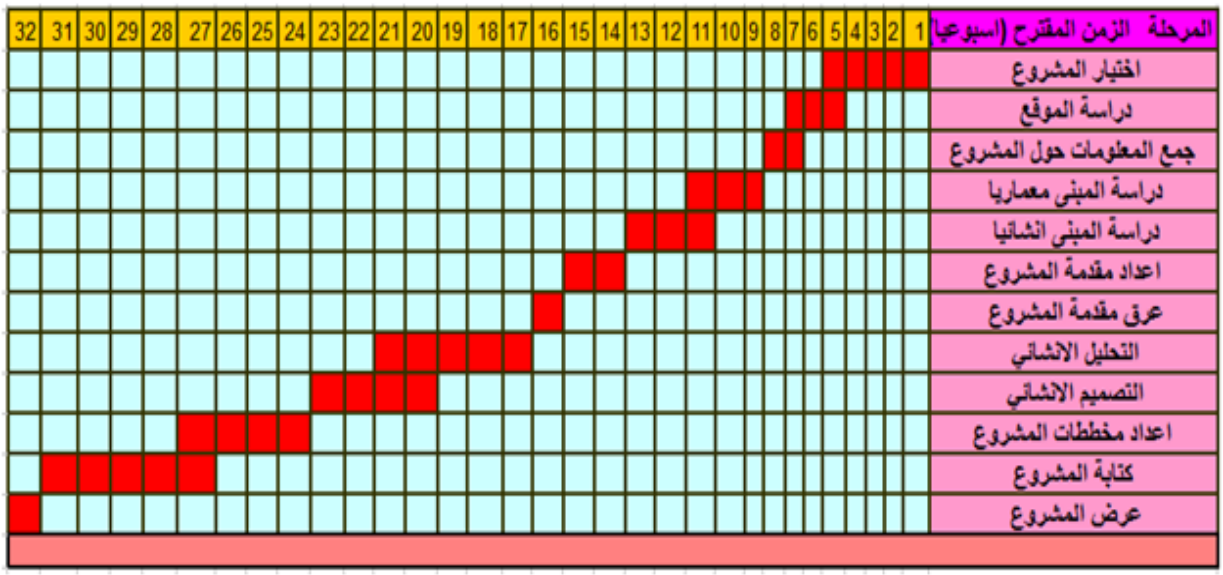
2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3) تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .

4) تصميم العناصر الإنشائية بناءً على نتائج التحليل.

5) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.



جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية(2014-2015)

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4-1 Introduction.

4 -2 Factored Loads.

4 -3 Design of Shell.

4 -4 Design of Doom.

4-5 Design of solid slab.

4 -6 Design of Beams.

4-7 Design of Column.

4–8 Design of Stairs.

4-9 Design of Foundation.

4-10 Design of Basement Wall.

❖ 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.

So, in this project, there is Threetypes of slabs: one way ribbed slab, Shell elements& two way solid slab (Flat Plate). They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of computer programs like Atire,"STAAD PRO 2008", Etabs, and Safe. In order to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slab, shells and Flat Plate and then handle the calculations to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, its 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:

- B300 → $fc' = 30N/mm^2 (MPa)$ For cylindrical samples.

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

- B350 → $fc' = 35N/mm^2 (MPa)$ For cylindrical samples.

but for cubic section ($fc' = 35 * 0.8 = 28MPa$) .

- The specified yield strength of the reinforcement {f_y = 412 N/mm² (MPa)}.

❖ 4-2 Factored Loads:

wu = 1.2DL + .1.6 LL

Wu = 1.2D.L + 1.6S.L +0.8W.L*ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

Where

D.L- dead load

LL:live load

S.L: Snow Load

W.L:Wind Load

❖ 4-3 Design of Shell:

For the structural analysis of the shell structure we used (SAP2000) program in order to find the shear and moment acting on it.

❖ 4–3.1Shell Thickness calculation:

By Trial and error , take the thickness of the shell, h = 10 cm.

❖ 4-3.2 Load Calculation:

For the shell , the total dead load to be used in the analysis and design is self weight which is calculated as follows:

Self weight = 0.10*24= 2.4 KN/m^2

From Jordanian Snow loads Table,Snow Load for the halls is 2 KN/m².

From Jordanian Wind loads Table, Wind Load for the halls is 0.8 KN/m².

➔ Total Snow load = 2 KN/ m^2

➔ Total Wind load = 0.8 KN/ m^2

❖ 4-3.3 Flexural Design:

The Maximum value of moment from sap program is : 2 KN.M

$Mn = \ Mn/\phi = 2/0.9 = 2..2kN.m.$

.

Design as Solid slab with b_E = 100 cm.

As = ρ.be .d

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{2.2 \times 10^{-3}}{1 \times (0.072)^2} = 0.42\text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.2}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.2 \times 0.42}{412}}\right) = 0.001$$

A_S = ρ.be .d = (0.001) × (1000)×(0.72) = 75 mm^2 .

➔ **Check Minimum Reinforcement** A_S min **(ACI- 318M-08 – (10.5.1))**

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

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

$As \ = \rho * b * h = 0.0015 * 1000 * 100 = 150mm^2 / 1m.$

A_s min > A_s Required
Take A_s = $150mm^2 / 1m$

A_s (ϕ 8) =50.27mm^2

Then use Φ 8 @ 200mm

As prov. = 251.3 mm^2 /m

Check for max. Spacing:

S=3h=3×150 =450mm…… (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

As = 251.35 mm^2

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As ×fy = 0.85 × f_c × b × a

$$251.35*412=0.85*24*1000*a$$

$$a=5mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{5}{0.85}=5.97mm$$

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

$$\varepsilon_s=(d-c)/c\times 0.003=\frac{72-5.97}{5.97}\times 0.003=0.033$$

$$\varepsilon_s=0.033>0.005$$

ok

❖ 4-3.4Design Shell For Shear:

Vu(at Face of support) =3.5 KN (From Shear Envelope)

- Factored shear forces at d=0.072 m = 72 mm from face of support.

Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

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

$= 1.1\times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1 \times 0.072 \times 10^3 = 64.6KN$

$\Phi Vc = 0.75 \times 64.6 = 48.5KN$

$\frac{1}{2}\Phi Vc = 0.5*48.5 = 24.25 \leq Vu = 3.5\ KN$

- No shear reinforcement is required.

❖ 4-4 Design (doom) For Flexure :-

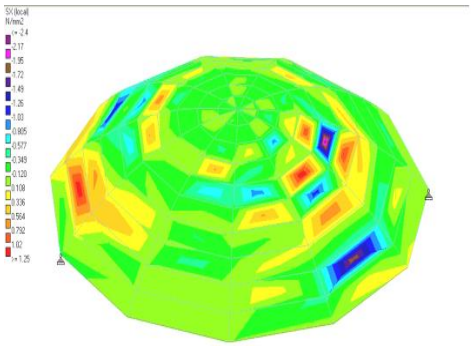


Fig. (4-1) Stress in Doom

From stad pro
dome stress

Sx= 0.3698/mm.

Sy= -0.2698N/mm.

Where

Sy(NØ):*Meridian stresses*

Sx(Nθ) :*Hoop stresses*

Check for maximum tensile strength of concrete

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

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

Because the maximum tensile strength of concrete is greater than maximum hoop stress, only minimum reinforcement of 0.20% 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)

❖ 4.5 Design of slabs:-

❖ 4.5.1 Design one way solid slab :-

Min. h one end continues = L/24

L = 5 m

Min h = 5 / 24 = .208m

Select h = 25 cm

b = 1000 mm h = 250 mm

- Φ = 14
- d = 250 – 20 – 7 = 223 mm
- C = $\frac{3}{7}d = \frac{3}{7}\times 223$ = 95.57 mm
- a = β_1 c = 0.85 × 95.57= 81.23mm

Mu_{max} = 31 kn.m

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

$= 0.85\times 24\times 81.23 \times 1000\,(223 - \frac{81.23}{2})\times 10^{-6} = 302.22$ KN.M

But, M_u = 31 KN.M

ΦM_n= 272 KN.M> M_u = 31 KN.M

➔ **Design the section as singly reinforced.**

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

$Rn = \frac{31\times 10^6}{0.9\times 1000\times 223^2}$ = 0.692MPa

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{414}{0.85 \times 24} = 20.3$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right), \quad \rho = \frac{1}{20.3}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.3 \times 0.692}{414}}\right) = 0.0017$$

As req = ρ× b × d = $0.0017 \times 1000 \times 223 = 379.29$ mm²

As min .0018* 1000*250 = 450

less than, As min = 450>379.29

use As min 450 mm^2

No of bar = 450 ÷ 113.1 = 3.97

Use 4Φ12 / m

As_{prov} = 453 mm²> As $_{req}$ = 450 mm²

Ok

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

Tension = compression

As × fy = 0.85 × fc × b × a

$$453*414 = 0.85*24*1000*a$$

$$a = 9.18mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.18}{0.85} = 10.8mm$$

β=0.85 ….. $fc \leq 28$MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{223-10.8}{10.8} \times 0.003 = 0.058$$

$$\varepsilon_s = 0.058 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

Check for shear :

Vu_{max}= 60 kn

$\Phi vn = 0.75 * \frac{\sqrt{24'}}{6} * 1000 * 223 = 136.55$

136.55 > 60

No shear reinforcement

Ok

❖ 4-5.2 Design two way solid slab :

Min h = $\frac{2*8.8+2*8}{180}$ = 18.66 cm

Select h = 25cm d= 250-20-12 =218

Mu $_{max}$ = 40 kn . m (in two direction)

Vu $_{max}$ = 41 kn

Design of shear :

Φvn =0 .75 * $\frac{\sqrt{24'}}{6}$ * 1000 * 218 =133.5

133.5 >41 ok

No shear reinforcement

Design of bending moment :

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

Rn = $\frac{40\times10^6}{0.9\times1000\times218^2}$ = 0.93 MPa

$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{414}{0.85\times24} = 20.3$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$, $\rho = \frac{1}{20.3}(1 - \sqrt{1-\frac{2\times20.3\times0.93}{414}}) = 0.0023$

As req = $\rho\times$ b $\times$ d = $0.0053\times1000\times218$ = 504.28 mm²

As min .0018* 1000*250= 450

No of bar = 504.28÷ 113.1 = 4.46

Use (5Φ 12 / m) in both direction

As_{prov} = 565.54 mm²> As $_{req}$ = 504.28 mm²

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

Tension = compression

As × fy = 0.85 × fc × b × a

$$565.4*414=0.85*24*1000*a$$

$$a=11.47mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{11.47}{0.85}=13.5mm$$

β=0.85 ….. $fc \leq 28$MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s=(d-c)/c\times 0.003=\frac{218-13.5}{13.5}\times 0.003=0.045$$

$$\varepsilon_s=0.045>0.005$$

Tension control section

❖ 4-6 Design of Beams :

❖ 4-6.1 Design of Beams (Primary Beam):

Material :-

⇒ concrete B350 Fc' =28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 414 N/mm^2

❖ 4-6.1.1Loading :

➔ **Total Dead load :**

Materials :	h×ϒ×be	KN\m
Beam	1.8×24×0.8	34.6

Table (4-1): Dead loads for Primary beam

➔ **Sum of service Dead Loads: $W_{(D.L)}$= (34.6 + 19) = 53.6KN/M**

➔ **Total live load: $W_{(L.L)}$ = 7 KN/m**

Assumed that h = 1800 mm to analyze the beam using (Stad Pro) Software to get Shear &MomentEnvelope :

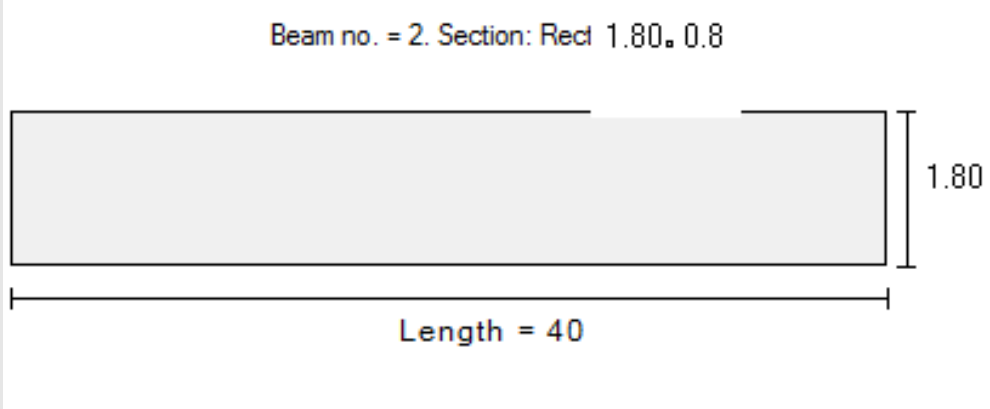
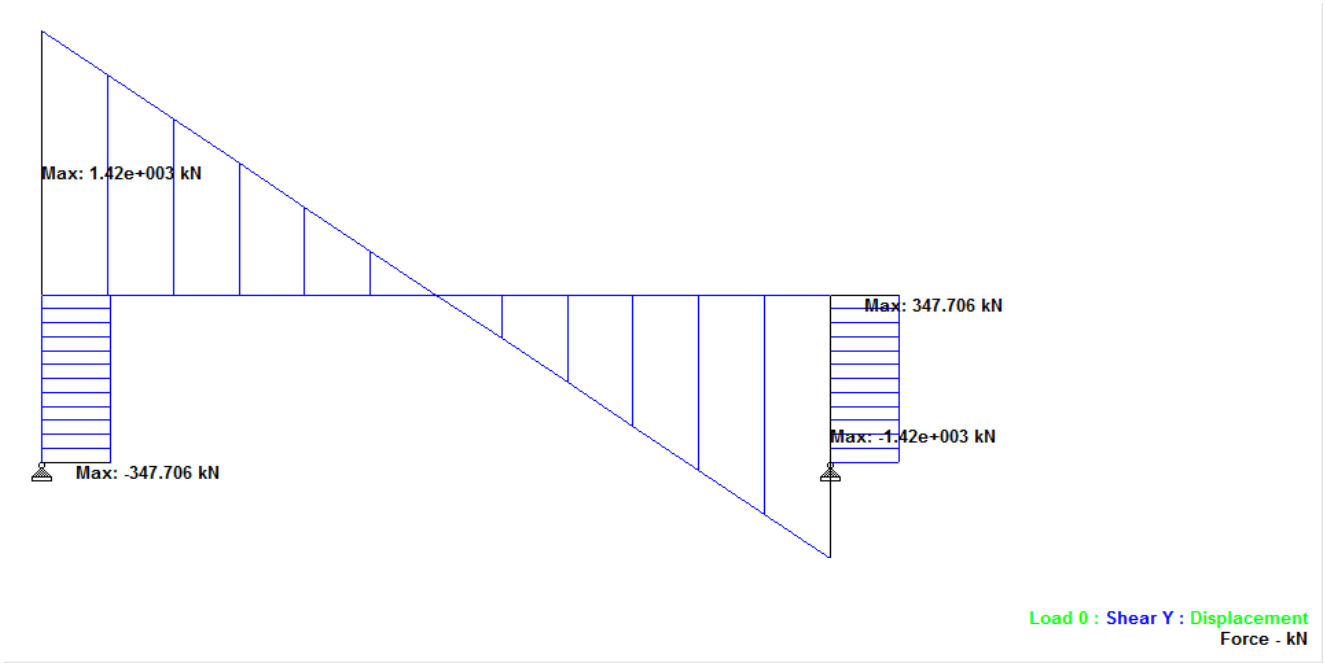


Fig (4-2): Primary beam Dimensions.



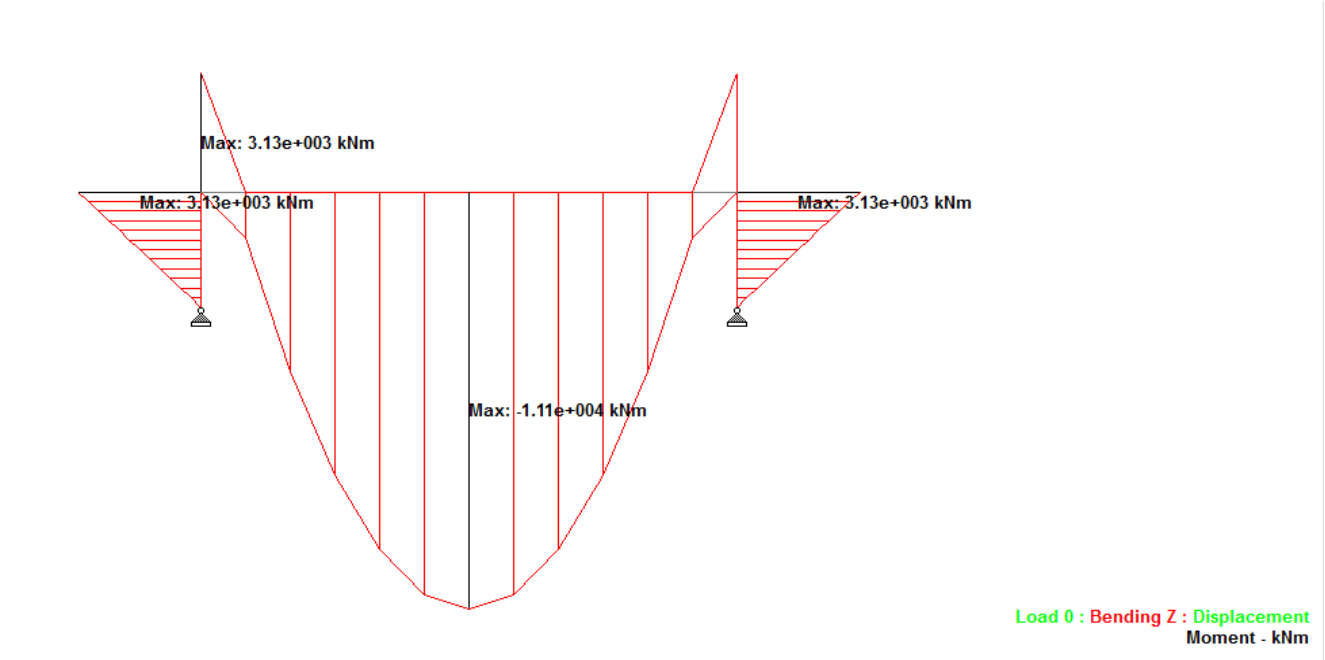


Fig (4-3): Moment and shear evelope for primary beam

Determination of Beam dimensions :

Φ = 32

d = 1800- 40 – 12 – 32\2 = 1732 mm

C = $\frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 1732$ = 742.3mm

a = β_1 c = 0.85 × 742.3 = 630.9mm

❖ 4-6.1.2 Design Beam For Flexure :

b = 800 mm , h = 1800 mm

❖ Design for Positive Moment Mu = +9640 KN.M:

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

= $0.85 \times 28 \times 630.9 \times 800$ (1732- $\frac{630.9}{2}$) $\times 10^{-6}$ = 17016KN.M

But, M_u = 9640KN.M

ΦM_n= 15314.4KN.M> M_u = 9640 KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

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

Rn = $\frac{9640 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 1732^2}$ = 4.46MPa

$m = \frac{fy}{0.85 \times f_c'} = \frac{414}{0.85 \times 28} = 17.4$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$ $\rho = \frac{1}{17.4}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.4 \times 4.46}{414}}) = 0.012$

As req = ρ× b × d = 0.012× 800×1732 =16672.3 mm²

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

$= \frac{(0.25)*\sqrt{28}*(800)*1732}{414} = 4427.5$ mm²

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

$= \frac{1.4*(800)*1732}{414} = 4685.6$ mm²

No. of bars = 16672.3÷ 804.2 =20.7

Use 21Φ32 (2 layers)

As_{prov} = 16888.2 mm²> As $_{req}$ = 16672.3 mm²

Check for Spacing :

S = $\frac{800-2\times40-2\times12-11\times32}{10} = 34.4$ mm

S > 25 mm

S > d_b

- OK

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

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$16888.2*414 = 0.85*28*800*a$

$a = 367.2mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{367.2}{0.85} = 432mm$

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

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{1732-432}{432} \times 0.003 = 0.009$

$\varepsilon_s = 0.009 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ **Design for Negative Moment Mu = <u>-5270</u> KN.M:**

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

$= 0.85*28 \times 630.9 \times 800\ (1732 - \frac{630.9}{2}) \times 10^{-6} = 17016 KN.M$

But, $M_u = 3720 KN.M$

$\Phi M_n = 15314.4 KN.M > M_u = 5270 KN.M$

➔ Design the section as singly reinforced.

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

$Rn = \frac{5270*10^6}{0.9*800*1732^2} = 2.44 MPa$

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{414}{0.85*28} = 17.4$

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

$\rho = \frac{1}{17.4}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*17.4*2.44}{414}}) = 0.00623$

As req = ρ × b × d = 0.00623× 800×1732 = 8634.4mm²

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

$= \frac{(0.25)*\sqrt{28}*(800)*1732}{414} = 4427.5\ mm^2$

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

$= \frac{1.4*(800)*1732}{414} = 4685.6\ mm^2$

A_s=8634.4 mm²

No. of bars =8634.4 ÷ 804.2 = 10.7

Use 11Φ32 (1layers)

As_{prov} = 8846.2 mm >As_{req} = 8634.4 mm² /m

➔ **Check for Spacing :**

S = $\frac{800-2\times40-2\times12-11\times32}{10}$ = 34.4 mm

S > 25 mm

S > d_b

- OK

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

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$$8846.2*414=0.85*28*800*a$$

$$a=192.34mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{192.34}{0.85}=226.29mm$$

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

$$\varepsilon_s=(d-c)/c\times0.003=\frac{1732-226.29}{226.29}\times0.003=0.0199$$

$$\varepsilon_s=0.0199>0.005.....OK$$

❖ 4-6.1.3 Design (Primary beam) For Shear :

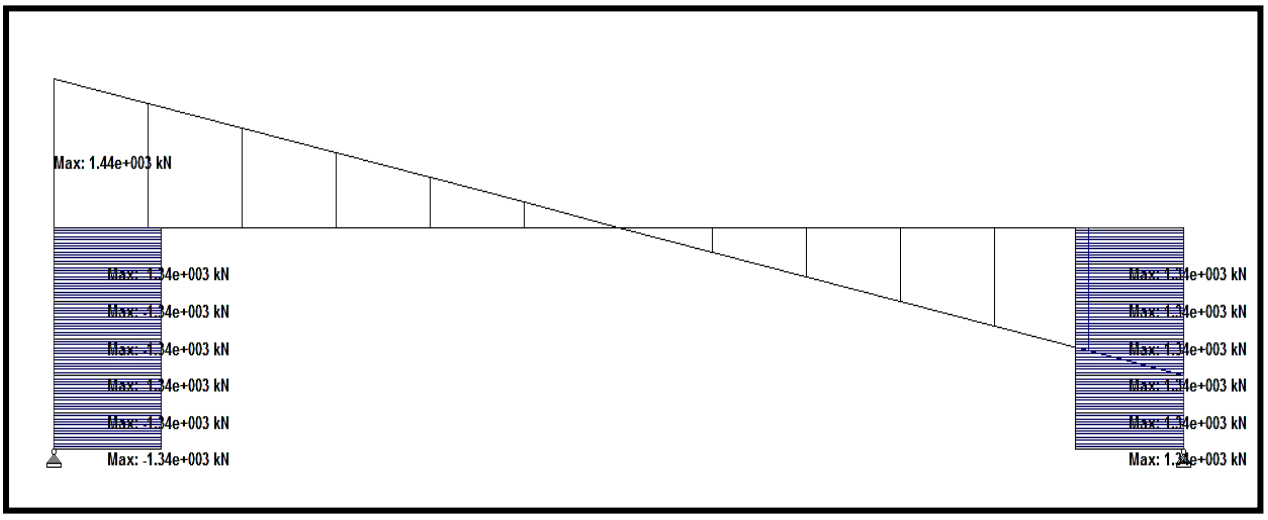


Fig (4-4): Shear Diagram from Dead load on the Primary beam.

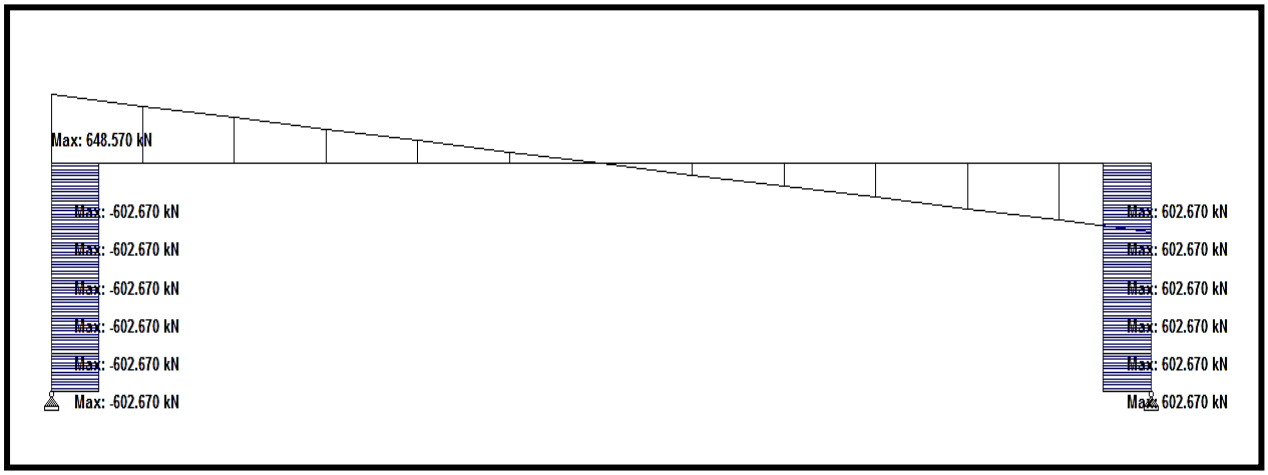
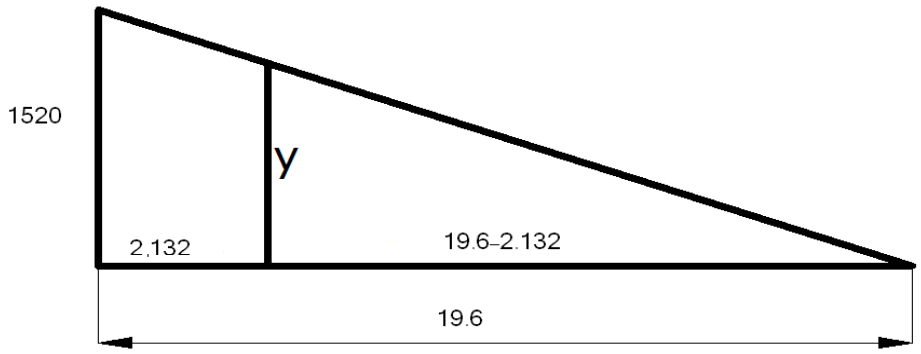


Fig (4-5): Shear Diagram from Live load on the Primary beam.

Vu(at Face of support) = 1520 KN(From Shear Envelope)



Fig(4-6) Vu calculation at distance D from the face of support

- d = 1800 - 40 – 10 – 32\2 = 1732 mm
- Factored shear forces at d=1732mm from face of support.
- $\frac{y}{19.6-2.132}=\frac{1520}{19.6}=1354.6KN$
  $\Rightarrow y=1354.6=Vu$
- `Vn = $\frac{Vu}{\Phi}=\frac{1354.6}{0.75}=1806.2KN$

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

Vc = $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw× d

= $\frac{\sqrt{28}}{6}\times800\times1732\times10^{-3}$ = 1221.9 KN

Φ Vc = 0.75×1221.9 = 916.5KN

$\frac{1}{2}$ **Φ** Vc = 916 ÷ 2 = 458.2 ≤ Vu = 1354.6 KN

❖ Check for Section Dimensions :

$V_s = V_n - V_c = 1806.2 - 1221.9 = 584.1$ KN

$$V_{s,max} = \frac{2\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{2\sqrt{28} \times 800 \times 1732}{3} \times 10^{-3} = 4887.9KN$$

$$V_{s,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{16} = \frac{\sqrt{28} \times 800 \times 1732}{16} \times 10^{-3} = 458.2KN$$

$$V_s' = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{\sqrt{28} \times 800 \times 1732}{3} \times 10^{-3} = 2442.4KN$$

$V_s \leq V_{s,max}$ → 584.1 < 4887.9 → The section dimension is large enough.

$V_s \leq V_s'$ → 584.1 < 2442.4 →

Smax ≤ d\2 ≤ 600

→1732/2=866> 600 mm

Take Smax = 600 mm - Control

V_n=1806.2>V_c= 1221.9

❖ Try minimum shear 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 U-shapes (4 - leg stirrups) Φ12 with As = 4×113.04 = 452.16 mm^2

$$\mathbf{S} = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3\times 452.16\times 414}{800} = 701.9\,\text{mm} > S_{max} = 600\,\text{mm}$$

Take S = 600 mm

$$V_{s\,(4\,\Phi 12)} = \frac{d\times A_v\times f_{yt}}{s} = \frac{1732\times 452.16\times 414}{600}\times 10^{-3} = 540.36\ \text{KN}$$

Check Case 4:

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

$0.75\,(1221.9 + 458.2) < 1354.6 \le 0.75\,(1221.9 + 2442.4)$

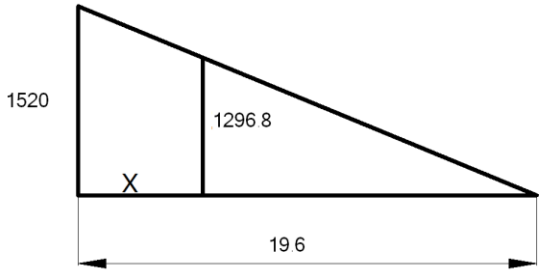
$1260 < 1354.6 \le 2748.2$ → Case 4

$$S = \frac{d\times A_v\times f_{yt}}{V_s} = \frac{1732\times 452.16\times 414}{584.1}\times 10^{-3} = 555\ \text{mm} < S_{max} = 600$$

Use (4-Leg) Φ_{12} @200mm $< S_{max} = 600$

Changing "S" to "S_2" = $2S_1$ = 400 mm for another region .

Take S_2 = 250 mm.



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

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

Fig (4-7) distance to change spacing of stirrups

$$= \frac{452.16 \times 414 \times 1732 \times 10^{-3}}{250}$$

$$= 1296.8 \text{ KN}$$

$$\frac{1296.8}{(19.6 - X)} = \frac{1520}{19.6}$$

➔ X= 2.9m

❖ 4-6.2 Design of Beams (Secondary Beam):

❖ Material :

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 412 N/mm^2

❖ 4-6.2.1 Loading :

➔ **Total Dead load :**

Materials :	h×ϒ×be	KN\m
Shell	π×2.5×0.1×24×0.5	9.42
Beam	.4×3×24	2.88

Table (4-2): Dead loads calculations of Secondary beam

➔ **Total Dead Loads: $W_{(D.L)}$ = 9.42+2.88 = 12.3 KN/M**

➔ **Total live load: $W_{(L.L)}$ = 10 KN/m**

Assumed that h = 300 mm to analyze the beam using (Atir) Software to get Shear & Moment Envelope :

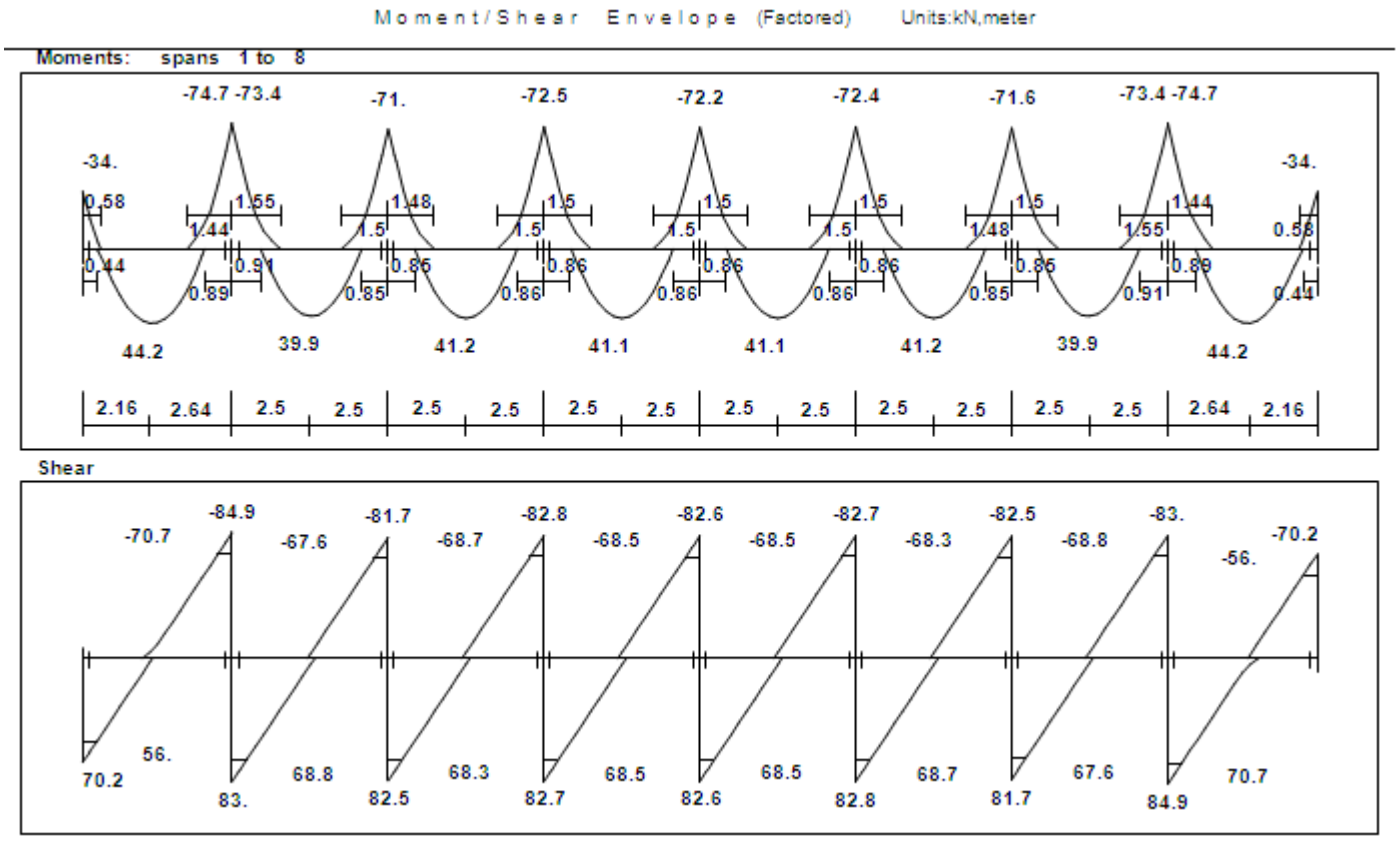
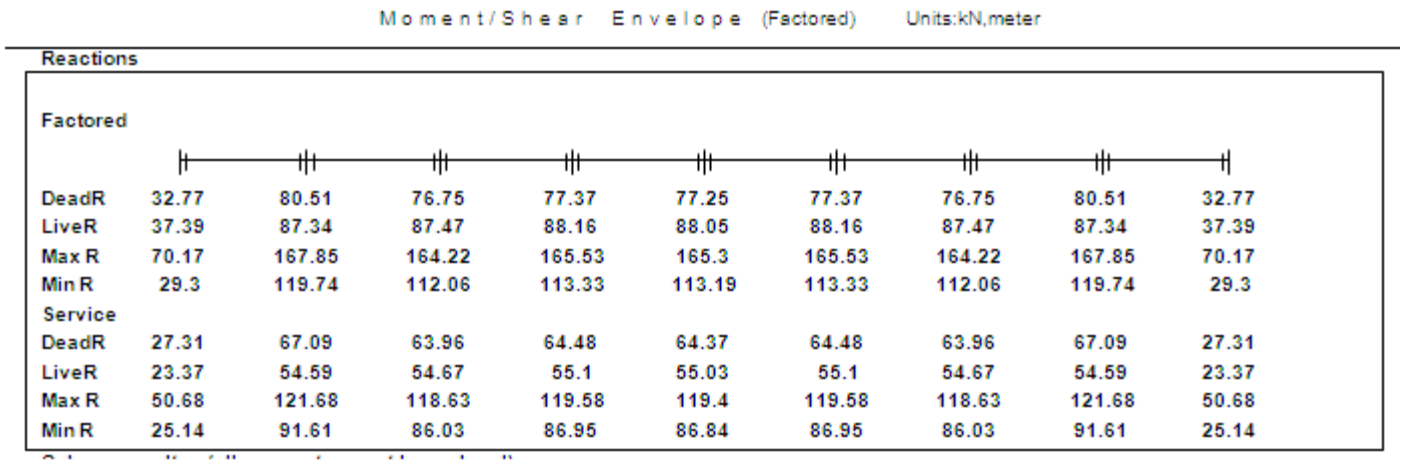


Fig (4-8): Moment and Shear Envelopes of Secondary beam

.



DeadR	32.77	80.51	76.75	77.37	77.25	77.37	76.75	80.51	32.77
LiveR	37.39	87.34	87.47	88.16	88.05	88.16	87.47	87.34	37.39
Max R	70.17	167.85	164.22	165.53	165.3	165.53	164.22	167.85	70.17
Min R	29.3	119.74	112.06	113.33	113.19	113.33	112.06	119.74	29.3
Service									
DeadR	27.31	67.09	63.96	64.48	64.37	64.48	63.96	67.09	27.31
LiveR	23.37	54.59	54.67	55.1	55.03	55.1	54.67	54.59	23.37
Max R	50.68	121.68	118.63	119.58	119.4	119.58	118.63	121.68	50.68
Min R	25.14	91.61	86.03	86.95	86.84	86.95	86.03	91.61	25.14

Fig (4-9):Factored reactions on Secondary beam.

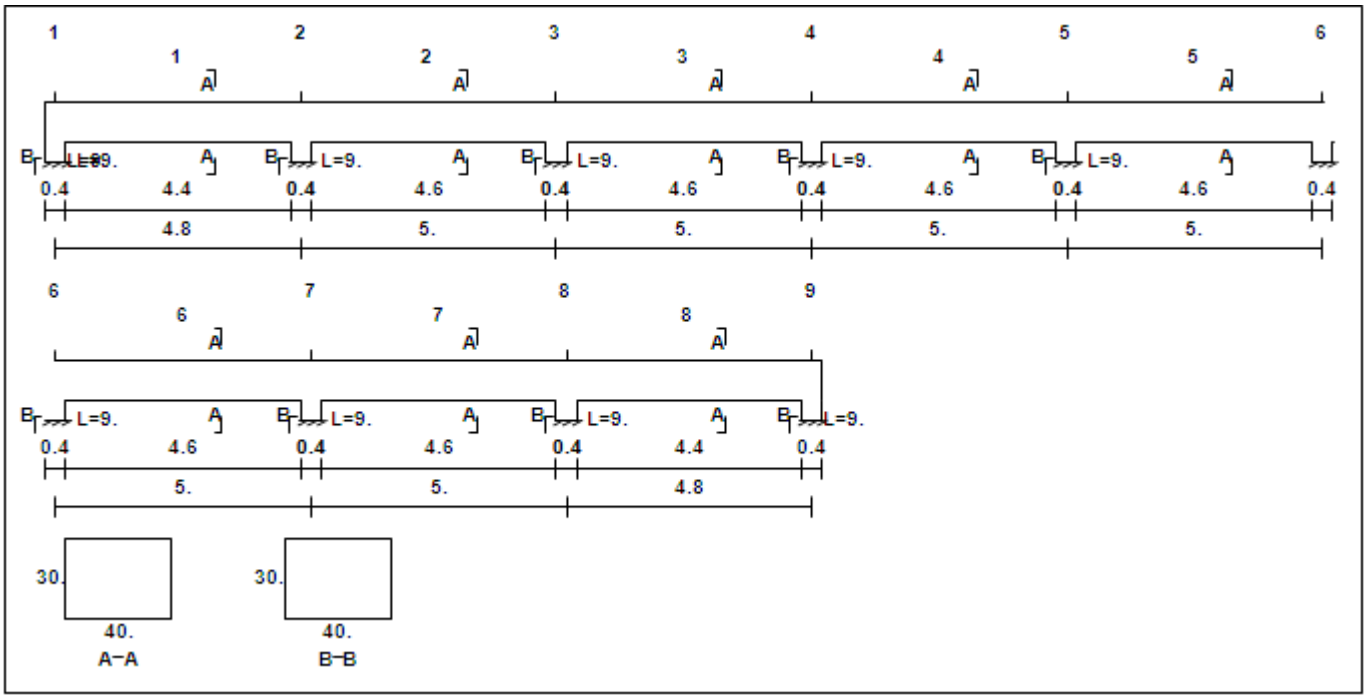


Fig (4-10): Beam Dimensions and spans lengths.

Determination of Beam dimensions :

$\Phi = 18$

D = 300- 40 – 10 –18/2 = 241 mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 241 = 103.3$ mm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 103.3 = 87.8$ mm

❖ 4-6.2.2 Design Beam For Flexure :

b =400 mm , h = 300 mm

❖ Design for Positive Moment Mu = +44.2 KN.M:

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

$= 0.85\times 28\times 87.8\times 400\,(241 - \frac{87.8}{2})\times 10^{-6} = 164.74$ KN.M

But, $M_u = 44.2$ KN.M

$\Phi M_n = 148.3$ KN.M $\geq M_u = 44.2$ KN.M

→Design the section as singly reinforced

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

$Rn = \frac{44.2\times 10^6}{0.9\times 400\times 241^2} = 2.11$ MPa

$m = \frac{fy}{0.85\times f_c'} = \frac{412}{0.85\times 28} = 17.3$

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

$\rho = \frac{1}{17.3}(1 - \sqrt{1-\frac{2\times 17.3\times 2.11}{412}}) = .00537$

As req = $\rho\times$ b $\times$ d = $0.00537\times 400\times 241 = 517.668$ mm²

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

$= \frac{(0.25)*\sqrt{28}*(400)*241}{412} = 309.5$ mm²

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

$= \frac{1.4*(400)*241}{412} = 327.57$ mm²

N = 517.668 ÷ 153.86 = 3.36

Use 4Φ 14 (1 layer)

As_{prov} = 615.44 mm² /m> As $_{req}$ = 517.668 mm²

➔ **Check for Spacing :**

S = $\frac{400-2\times40-2\times10-4\times14}{3} = 81.3$ mm

S > 25 mm

S > d_b

- OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$615.44 * 412 = 0.85*28*400*a$

$a = 26.6mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.6}{0.85} = 31.33mm$

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

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{241-31.33}{31.33} \times 0.003 = 0.02$

$\varepsilon_s = 0.02 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ Design for Negative Moment Mu = -74.7 KN.M:

Determination of Beam dimensions :

$\Phi = 18$

D = 300- 40 – 10 –18/2 = 241 mm

$C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 241 = 103.3$ mm

$a = \beta_1 c = 0.85 \times 103.3 = 87.8$ mm

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

$= 0.85 \times 28 \times 87.8 \times 400 \, (241 - \frac{87.8}{2}) \times 10^{-6} = 164.74$ KN.M

But, $M_u = 74.7$ KN.M

$\Phi M_n = 148.3$ KN.M $\geq M_u = 74.7$ KN.M

→Design the section as singly reinforced

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

$Rn = \frac{74.7 \times 10^6}{0.9 \times 400 \times 241^2} = 3.57$ MPa

$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{412}{0.85 \times 28} = 17.3$

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

$\rho = \frac{1}{17.3}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.3 \times 3.57}{412}}) = .00944$

As req = $\rho \times b \times d = 0.00944 \times 400 \times 241 = 910.26$ mm²

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

$= \frac{(0.25) * \sqrt{28} * (400) * 241}{412} = 309.5$ mm²

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

$= \frac{1.4*(400)*241}{412} = 327.57$ mm²

N = 910.26 ÷ 254.46 = 3.57

Use 4Φ 18 (1 layer)

As_{prov} = 1017.8 mm²/m> As $_{req}$ = 910.26 mm²

➔ **Check for Spacing :**

S = $\frac{400-2\times40-2\times10-4\times18}{3} = 76$ mm

S > 25 mm

S > d_b

- OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$1017.8 * 412 = 0.85 * 28 * 400 * a$

$a = 44mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{44}{0.85} = 51.8mm$

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

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{241-51.8}{51.8} \times 0.003 = 0.0109$

$\varepsilon_s = 0.0109 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ 4-6.2.3 Design (Secondary beam) For Shear :

Vu(at Face of support) = 70.7 KN (From Shear Envelope)

- $Vn = \frac{Vu}{\Phi} = \frac{70.7}{0.75} = 94.26KN$

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

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

$= \frac{\sqrt{28}}{6} \times 400 \times 241 \times 10^{-3} = 85$ KN

Φ $Vc = 0.75 \times 85 = 63.7$ KN

$\frac{1}{2}$ **Φ** $Vc = 63.7 \div 2 = 31.88 \leq Vu = 70.7$ KN

❖ **Check for Section Dimensions :**

$V_s = V_n - V_c = 94.26 - 85 = 9.26$ KN

$V_{s,max} = \frac{2\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{2\sqrt{28} \times 400 \times 241}{3} \times 10^{-3} = 340KN$

$V_{s,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{16} = \frac{\sqrt{28} \times 400 \times 241}{16} \times 10^{-3} = 31.88KN$

$V_s' = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{\sqrt{28} \times 400 \times 241}{3} \times 10^{-3} = 170KN$

$V_s \leq V_{s,max} \rightarrow 9.26 \leq 340 \rightarrow$ The section dimension is large enough.

$V_s \leq V_s' \rightarrow 9.26 < 170 \rightarrow$

Smax ≤ d\2 ≤ 600

→241/2=120.5 < 600 mm

Take Smax = 120 mm - Control

V_n= 94.26>V_c= 85

❖ 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 (2 - leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157.1 mm^2

S = $\frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 157.1 \times 412}{400} = 485.4\text{mm} > S_{max} = 120\text{mm}$

Take S = 120 mm

$$V_{s\,(2\,\Phi 10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{241 \times 157.1 \times 412}{120} \times 10^{-3} = 129.98\text{KN}$$

Check Case 3:

Φ V_c<V_u ≤ Φ (V_c+ $V_{s,min}$) – Stirrups are required.

0.75 (85) <70.7 ≤ 0.75 (85 + 31.88)

63.75 < 70.7 ≤ 87.66 → Case3

$$S = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{V_s} = \frac{241 \times 157.1 \times 412}{9.26} \times 10^{-3} = 1684.5\text{ mm} > S_{max} = 120\text{mm}$$

Use Φ10@120mm < $S_{max} = 120.5$

❖ 4-6.3 Design Beam 1 (in Mosque):-

❖ 4-6.3.1 Design Beam 1 For Flexure:

b = 600 mm h = 1250 mm

- Φ = 32
- d = 1250 - 40 – 12 – 32/2 = 1182 mm
- C = $\frac{3}{7}d = \frac{3}{7}\times 732$ = 506.6 mm
- a = β_1 c = 0.85 × 313.7= 430.6mm

Mu_{max} =1990

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

= $0.85\times 24\times 430.6\times 600\ (1182 - \frac{430.6}{2})\times 10^{-6}$ = 5095 KN.M

But, M_u = 1990 KN.M

Φ M_n= 4585.5 KN.M> M_u = 1990 KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

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

Rn = $\frac{1990\times 10^6}{0.9\times 600\times 1182^2}$ = 2.64MPa

$m = \frac{fy}{0.85\times f_c'} = \frac{414}{0.85\times 24} = 20.3$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$, $\rho = \frac{1}{20.3}(1 - \sqrt{1-\frac{2\times 20.3\times 2.64}{414}}) = 0.00685$

As req = ρ× b × d = $0.00685\times 600\times 1182$ = 4860.55 mm²

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

$$= \frac{(0.25)*\sqrt{24}*(600)*1182}{414} = 2098.1 \text{ mm}^2$$

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

$$= \frac{1.4*(600)*1182}{414} = 2398.26 \text{ mm}^2$$

No of bar = 4860.55 ÷ 490.8 = 9.9

Use 10Φ25 (1 layers)

As_{prov} = 4908 mm² > As $_{req}$ = 4860.55 mm²

Ok

➔ **Check for Spacing :**

S = $\frac{600-2\times40-2\times10-10\times25}{9} = 27.77\text{mm}$

S > 25 mm

S >d_b

- OK

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

Tension = compression

As × fy = 0.85 × fc × b × a

$$4908*414=0.85*24*600*a$$

$$a=166mm$$

$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{166}{0.85}=195.3mm$$

β=0.85 ….. $fc\leq 28$MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s=(d-c)/c\times 0.003=\frac{1182-195.3}{195.31}\times 0.003=0.015$$

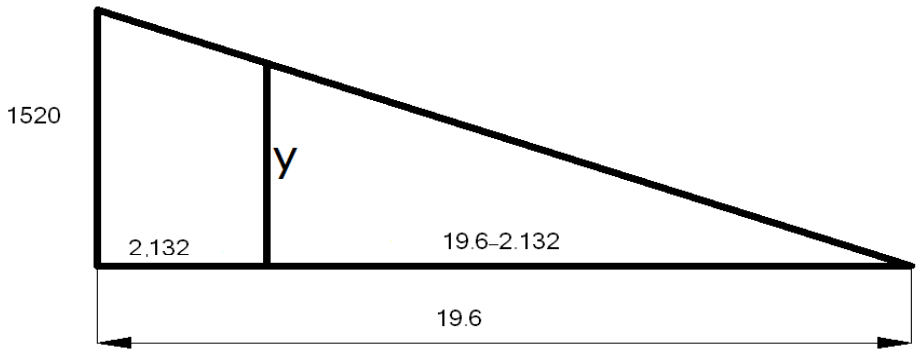
$$\varepsilon_s=0.015<0.005$$

Tension control section

OK : Tension Controlled Section

❖ 4-6.3.2 Design Beam 1 For shear:

Vu(at Face of support) = 460 KN(From Shear Envelope)



Fig(4-5) Vu calculation at distance D from the face of support

- d = 1250 - 40 – 10 – 25\2 = 1187.5 mm
- Factored shear forces at d=1187.5mm from face of support.

- $\frac{y}{9.7-1.1878}=\frac{460}{10.7}=366KN$
  $\Rightarrow y=366=Vu$

- `Vn = $\frac{Vu}{\Phi}=\frac{366}{0.75}=488KN$

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

Vc = $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw× d

= $\frac{\sqrt{28}}{6}\times 600\times 1187.5\times 10^{-3}$ = 581.75 KN

Φ Vc = 0.75×581.75 = 436.31KN

Φ Vc = 436.3 >Vu = 366 KN

Select As min

Use stirrups (2- leg stirrups) Φ10 with As = 2×78.5 = 157 mm^2

S = $\frac{3A_v f_{yt}}{b_w}=\frac{3\times 366\times 414}{800}=757.62\text{mm} > S_{max}=600\text{mm}$

Take S = 600 mm

❖ 4-6.4 Design of ring beam:-

❖ 4-6.4.1 Design of ring beam for flexure:

$\Rightarrow$ Fc' = 24 N/mm^2

$\Rightarrow$ fy = 414 N/mm^2

From stad pro

max .positive moment = 194 KN.m

max .negative moment = 10 KN.m

Dimensions=(600×600)cm

Φ = 18

d = 600 - 40 – 10 – 18\2 = 541 mm

C = $\frac{3}{7}d = \frac{3}{7}\times 541$ = 231.8 mm

a = β_1 c = 0.85 $\times$231.8 = 197.0 mm

❖ **Design for Positive Moment Mu = + 194KN.M:**

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

= $0.85\times 24\times 197.0\times 600\,(541-\frac{197.0}{2})\times 10^{-6}$ = 1066.9 KN.M

ΦM_n= 960.2KN.M > M_u = 194 KN.M

➔ **Design the section as singly reinforced**.

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

Rn = $\frac{194\times10^6}{0.9\times600\times541^2}$ = 1.227MPa

m = $\frac{fy}{0.85\times fc'}$ = $\frac{414}{0.85\times24}$ = 20.3

ρ = $\frac{1}{m}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}$) ρ = $\frac{1}{20.3}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2\times20.3\times1.227}{414}}$) = 0.00305

As req = ρ× b × d = $0.00465\times600\times541$ = 993.2mm²

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

= $\frac{(0.25)*\sqrt{24}*(600)*541}{414}$ = 960.2 mm²

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

= $\frac{1.4*(600)*541}{414}$ = 1097.7 mm²

As req = 993.2< As min 1097.7

N = 1097.7 ÷ 254= 4.3

➔ Use 5Φ18

As_{prov} = 1271.5 mm² >As_{req} = 1097.7 mm²

➔ **Check for Spacing :**

S = $\frac{600-2\times40-2\times10-5\times18}{4}$ = 102.5mm

S > 25 mm

S >d_b

- OK

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

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$$1271.2*414=0.85*24*600*a$$
$$a=43mm$$
$$c=\frac{a}{\beta_1}=\frac{43}{0.85}=50.5mm$$

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

$$\varepsilon_s=(d-c)/c\times0.003=\frac{543-50.5}{50.5}\times0.003=0.0292$$
$$\varepsilon_s=0.0292>0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ 4-6.4.2 Design of ring beam for torsion (D=10m):-

max.torsion =18 KN.m

Check if Tu≥Φ0.083$\sqrt{f'_c}\frac{(A^2_{CP})}{P_{cp}}$

A_{cp}=0.6*0.6 = 0.36 m^2

P_{cp}=(4×0.6)=2.4 m^2

Φ 0.083$\sqrt{f'_c}\frac{(A^2_{CP})}{P_{cp}}$=0.75× 0.083$\sqrt{24}\frac{(360000^2)}{2400}$×$10^{-6}$=16.46

➔ **Check for probability of brittle failure of concrete:**

$$\sqrt{\left(\frac{V_U}{b_w\, d}\right)^2+\left(\frac{T_U P_h}{1.7A^2_{oh}}\right)^2} \le \emptyset\left(\frac{V_C}{b_w\, d}+0.66\sqrt{f'_c}\right)$$

d=600-40-10-18/2=54.1cm

x_o(1) = 600-80-10=510

y_o(1)=600-80-10=510

p_h=2×510+2×510= 2040cm

A_{oh} =510×510 =260100 mm^2

Vu = 36.2 kn

Φ vc = 198kn

➔ **No shear reinforcement**

$$\sqrt{\left(\frac{36.2\times1000}{600\times541}\right)^2+\left(\frac{18\times2040\times10^6}{1.7\times260100^2}\right)^2} \le 0.75\left(\frac{198\times10^3}{600\times541}+.66\sqrt{24}\right)$$

0.1143N/mm^2 ≤ 2.88 N/mm^2

At=$\frac{s\times T_u}{2\times A_O f_{yt}\, Cot\theta}$

At(riq)=$\frac{200\times18\times10^{6}}{2\times260100\times412\times Cot45}$= 16.8mm^2

Av(riq)== $\frac{V_s \times s}{d \times f_{yt}} = 0$

Area of stirrups= At+Av =16.8+0=16.8mm^2

Use stirrups (2 leg stirrups) Φ10 with As = 2×78 = 157 mm^2

A_L=($\frac{75.2}{600}$) ×2040 ($\frac{414}{414}$)$Cot^2 45$= 255.68

Al_{min}=0.42$\frac{\sqrt{24}\times360000}{414}$ - ($\frac{75.2}{600}$) ×2040($\frac{414}{414}$)$Cot^2 45$ = 1523.5 mm^2

As = As min = 1523.5 mm^2

➔ **use6Φ18 with As=1524 mm^2**

❖ 4-7 Design of columns:

❖ 4-7.1Design ofFramecolumn as a beam:

❖ 4-7.1.1Loading :

Assumed that h = 1200 mm to analyze the beam using (Stad Pro) Software to get Shear & Moment Envelope :

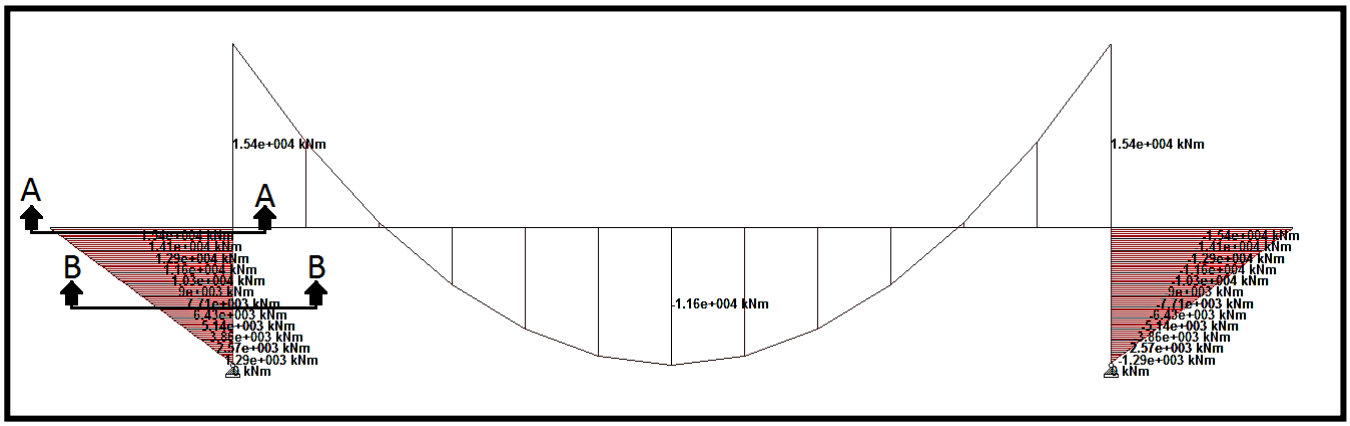


Fig (4-11): Moment evelope for on the Column.

Determination of Beam dimensions :

- $\Phi = 32$
- d = 1200 - 40 – 12 – 32/2 = 1132 mm
- $C = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} \times 1132 = 485.14$ mm
- $a = \beta_1 c = 0.85 \times 485.14 = 412.4$ mm

❖ 4-7.1.2 Design Beam For Flexure (Section1-1):

b = 800 mm , h = 1200 mm

Design for Negative Moment Mu = -5280KN.M:

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

$= 0.85\times 28' \times 412.4\times 800\ (1132 - \frac{412.4}{2})\times 10^{-6} = 7270$ KN.M

But, $M_u =$ 5280 KN.M

$\Phi M_n =$ 6543 KN.M > $M_u =$ 5280 KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

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

$Rn = \frac{5280\times 10^6}{0.9\times 800\times 1132^2} = 5.72$ MPa

$m = \frac{fy}{0.85\times f_c'} = \frac{414}{0.85\times 28} = 17.4$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})\ \rho = \frac{1}{17.4}(1 - \sqrt{1-\frac{2\times 17.4\times 5.72}{414}}) = 0.016$

As req = $\rho\times$ b $\times$ d = $0.016\times 800\times 1132 = 14544.38$ mm² / m

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

$= \frac{(0.25)*\sqrt{28}*(800)*1132}{414} = 2839.7$ mm² /m

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

$= \frac{1.4*(800)*1132}{414} = 3062.41$ mm² /m

No of bar = 14544.38 ÷ 804.2 = 18.0855

Use 20Φ32 (2 layers)

As_{prov} = 16084 mm² /m> As $_{req}$ = 14544.38 mm² /m

➔ **Check for Spacing :**

S = $\frac{800-2\times40-2\times12-10\times32}{9}$ = 41.77mm

S > 25 mm

S > d_b

- OK

$\rho = \frac{As}{Ag} = \frac{804.2\times20}{1200\times800} = 0.01675$ **---- OK**

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

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b × a

$16084*414 = 0.85*28*800*a$

$a = 349.72mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{349.72}{0.85} = 411.44mm$

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

$\varepsilon_s = (d-c)/c\times0.003 = \frac{1132-411.44}{411.44}\times0.003 = 0.00525$

$\varepsilon_s = 0.00525 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ 4-7.1.3 Design Beam For Flexure (Section 2-2):

b = 800 mm h = 800 mm

- Φ = 32
- d = 800 - 40 – 12 – 32/2 = 732 mm
- C = $\frac{3}{7}d = \frac{3}{7}\times 732$ = 313.7 mm
- a = β_1 c = 0.85 × 313.7= 266.65 mm

Mu = 5280/2 =2640 KN.M

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

$= 0.85\times 28'\times 266.65\times 800\,(732 - \frac{266.65}{2})\times 10^{-6} = 3037$ KN.M

But, M_u = 2640 KN.M

ΦM_n= 2733.36 KN.M> M_u = 2640 KN.M

➔ Design the section as singly reinforced.

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

$Rn = \frac{2640\times 10^6}{0.9\times 800\times 732^2} = 6.84$ MPa

$m = \frac{fy}{0.85\times f_c'} = \frac{414}{0.85\times 28} = 17.4$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$, $\rho = \frac{1}{17.4}(1 - \sqrt{1-\frac{2\times 17.4\times 6.84}{414}}) = 0.02$

As req = ρ× b × d = 0.02× 800×732 = 11712mm²

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

$= \frac{(0.25) * \sqrt{28} * (800) * 732}{414} = 1871.1$ mm²

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

$= \frac{1.4*(800)*732}{414} = 1980.28$ mm²

No of bar = 11712 ÷ 804.2 = 14.56

Use 15Φ32 (2 layers)

As_{prov} = 12063 mm²> As $_{req}$ = 11712 mm²

Ok

➔ **Check for Spacing :**

S = $\frac{800-2\times40-2\times12-8\times32}{7} = 62.85$mm

S > 25 mm

S > d_b

- OK

$\rho = \frac{As}{Ag} = \frac{804.2\times15}{800\times800} = 0.0188$ **---- OK**

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

Tension = compression

As × fy = 0.85 × *fc* × b × a

$$12063*414 = 0.85*28*800*a$$

$$a = 262.3mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{262.3}{0.85} = 308.58mm$$

β=0.85 ….. $fc \leq 28$MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{732-308.58}{308.58} \times 0.003 = 0.00411$$

$$\varepsilon_s = 0.004 < 0.00411 < 0.005$$

Transition control section

OK : Tension Controlled Section

❖ 4-7.1.4 Design of Shear in Column:

Vu(at Face of support) = 587KN(From Shear Envelope)

- d = 1200 - 40 – 10 – 32/2= 1132 mm
- Vn = $\frac{Vu}{\Phi} = \frac{587}{0.75} = 782.6KN$

➔ **Determine shear strength provided by concrete (Φ Vc):**

Vc = $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw× d

= $\frac{\sqrt{28}}{6} \times 800 \times 1132 \times 10^{-3}$ = 798.6 KN

Φ Vc = 0.75×798.6 = 598.9 KN

$\frac{1}{2}$ **Φ** Vc = 598.9 ÷ 2 = 299.5 ≤ Vu = 587 KN

❖ **Check for Section Dimensions :**

$V_s = V_n – V_c$ = 782.6 – 798.6 = -16.6 KN

$$V_{s,max} = \frac{2\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{2\sqrt{28} \times 800 \times 1132}{3} \times 10^{-3} = 3194.6KN$$

$$V_{s,min} = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{16} = \frac{\sqrt{28} \times 800 \times 1132}{16} \times 10^{-3} = 299.5KN$$

$$V_{s,min} = \frac{bw \times d}{3} = \frac{800 \times 1132}{3} \times 10^{-3} = 301.8KN$$

$$V_s' = \frac{\sqrt{fc'} \times bw \times d}{3} = \frac{\sqrt{28} \times 800 \times 1132}{3} \times 10^{-3} = 1597KN$$

$V_s \leq V_{s,min}$ → The section dimension is **large enough**.

Smax ≤ d\2 ≤ 600

→1132/2=566 < 600 mm

Take Smax = 566 mm - Control

➔ **Try minimum shear reinforcement:**

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

$$A_{v,min} = \frac{b_w s}{3 \times f_{yt}} \quad \text{- Control } \left(\frac{\sqrt{fc'}}{16} = \frac{5.3}{16} < \frac{1}{3}\right)$$

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

$$\mathbf{S} = \frac{3A_v f_{yt}}{b_w} = \frac{3 \times 1884 \times 412}{800} = 2119.5\,\text{mm} > S_{max} = 566\,\text{mm}$$

Take S = S_{max} = 566 mm

$$V_{s\,(6\Phi10)} = \frac{d \times A_v \times f_{yt}}{s} = \frac{1132 \times 1884 \times 412}{566} \times 10^{-3} = 1552\ \text{KN}$$

Use (6-Leg) Φ_{10} @300mm in all sections< $S_{max} = 566$

❖ 4-7.2 Design of Secondary column:

concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 414 N/mm^2

Dead load from beam = 67 KN
Live load from= 56 KN
Self weight of column = 28.8 KN
Factored load =1.2×(67+28.8)+1.6×56 =206 KN

❖ 4-7.2.1Slenderness parameters:

- **In 0.3 m-Direction(about x axis)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI-(10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h ……For rectangular section

Lu =9 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI-(10.12.2)$$

$$\frac{1\times 9}{0.3\times 0.3} = 100 > 22$$

$$\therefore long\ Column\ in\ \ 0.3m : direction$$

- **In 0.4 m-Direction (about y axis)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI-(10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3$ h

Lu = 9 m
M1/M2 =1
K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .....ACI-(10.12.2)$$

$$\frac{1\times 9}{0.3\times 0.4} = 75 > 22$$

$$\therefore long\ Coloumn\ in\ \ 0.4m : direction$$

❖ 4-7.2.2 Magnification parameter:

$$EI = 0.4\frac{E\ I_g}{1+\beta_d} \quad .....[ACI\,318-05\ (Eq.\ 10-15)]$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700\times\sqrt{28} = 25135Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(97)}{206} = 0.56<1$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.4\times 0.3^3}{12} = 0.0009m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 25135\times 0.0009}{1+0.56} = 5.8N.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI\,318-05(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 5.8}{(1.0\times 9)^2} = 0.7MN.$$

$$Cm = 0.6+0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad .....ACI\,318-05(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad .....According\ to\ ACI\,318-05(10.10.6.4)$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad .....ACI\,318-05(Eq.\ 10-12)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{206}{0.75\times 700}} = 1.6>1$$

❖ 4-7.2.3 Reinforcement :

$$e_{\min} = 15+0.03\times h = 15+0.03\times 300 = 24mm = 0.024m$$

$$e = e_{\min}\times\delta_{ns} = 0.024\times 1.6 = 0.038m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0288}{0.3} = 0.128$$

d =300-40-10-(20/2) = 240
d= 40 + 10 + (20/2) = 60
ɣ = 0.6
From the interaction diagram in chart: ρ= 0.02

$\frac{\emptyset \times Pnx}{Ag} = 2.8\ MN$

$P_o = 0.85\times Ag\times[\ 0.85\times Fc'(1-\rho)+\rho\times fy]$

P_o=3 MN

$e_{\min} = 15 + 0.03\times h = 15 + 0.03\times 400 = 27mm = 0.027m$

$e = e_{\min}\times\delta_{ns} = 0.027\times 1.6 = 0.0432m$

$\frac{e}{h} = \frac{0.0432}{0.4} = 0.108$

d =400-40-10-(20/2) = 340

d= 40 + 10 + (20/2) = 60

ɣ = 0.75

From the interaction diagram in chart: ρ= 0.02

$\frac{\emptyset Pny}{Ag} = 2.9\ MN$

$P_o = 0.85\times Ag\times[\ 0.85\times Fc'(1-\rho)+\rho\times fy]$

P_o=3 MN

$\frac{1}{Pnx}+\frac{1}{Pny}+\frac{1}{Pn0} = \frac{1}{Pn}$

$\frac{1}{2.8}+\frac{1}{2.9}+\frac{1}{3}$= 0.968 MN

$\emptyset Pn > Pu$

0.65×0.968=0.63 MN

0.63 > 0.206

∴Section is safe

Select the longitudinal bars:

$A_s = \rho\times A_g$ = 0.02 ×400 * 300=2400 mm^2

∴ use 8 ∅ 20 $\Rightarrow A_s = 2512\ mm^2$

❖ 4-7.2.2Design of the Stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:-

$spacing \le 16\times d_b = 16\times 2 = 38\ cm$

$spacing \le 48\times d_s = 48\times 1.0 = 48\ cm$

$spacing \le least.\dim. = 30\ cm$

$Use \phi 10@20\ cm$

❖ 4-8 Design of stairs :-

Limitation of deflection

h min = $\frac{l}{20} = \frac{380}{20}$ = 19 cm

take h=20 cm

tan β = $\frac{17.5}{30}$

β = 30.3

❖ 4-8 .1 loads

dead loads (for 1m strip)

flight = 0.2*25*1*$\frac{1}{\cos 30.3}$ = 5.8 kn/m

plaster = 0.03 *22*1*$\frac{1}{\cos 30.3}$ = 0.8 kn /m

horizontalmorter = 0.03*22*1 = 0.7 kn/m

horizontal tiles = 0.04 * 23 *1 *$\frac{33}{30}$ = 1 kn/m

verticalmorter = 0.03 *22 *$\frac{0.175}{0.3}$ = 0.4 kn/m

vertical tiles = 0.03*23*$\frac{0.175}{0.3}$ = 0.4 kn /m

triangle = $\frac{0.175}{2}$ * 25 = 2.2 kn /m

D.D= 11.3 kn /m

L.L = 3.5 kn /m

Vu max = 24.9 kn

Mu max = 33.2 kn .m

❖ 4-8.2 Shear design :

d = 200 – 20 -6 = 174 mm

Φvc = .75 * $\frac{1}{6}$ *$\sqrt{24}$ * 1000 * 174 = 106.55kn

Φvc> vu = 106.55> 24.9 ok

❖ 4-8.3 Design of Bending moment :

d = 174 mm

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

$$Rn = \frac{33.2\times10^6}{0.9\times1000\times174^2} = 1.21 MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{414}{0.85\times24} = 20.3$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) \rho = \frac{1}{20.3}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2\times20.3\times1.21}{414}}\right) = 0.00301$$

As req = ρ× b × d = 0.00301× 1000×174= 524.6mm²

As min = 0.0018 * 1000 * 20 = 360 mm2

As req = 524.6 >As min 360

N = 524.6 ÷ 113.1= 4.638

Use 5Φ 12

As_{prov} = 565.5 mm² >Asreq = 524.6 mm²

Check for Spacing :

$$S = \frac{1000-2\times40-5\times12}{4} = 215mm$$

S > 25 mm

S >db

- OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As × fy = 0.85 × f_c × b ×a

$$565.5\times 414 = 0.85\times 24\times 1000\times a$$

$$a = 11.47mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.47}{0.85} = 13.5mm$$

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

$$\varepsilon_s = (d-c)/c\times 0.003 = \frac{174-13.5}{13.5}\times 0.003 = 0.0222$$

$$\varepsilon_s = 0.0356 > 0.005$$

OK : Tension Controlled Section

❖ 4-8.4 Design of landing :

D.L =7.6 kn

L.L =3.5 kn

Vu max = 20.3 kn

Mu max = 20 kn.m

➔ Shear design :

d = 200 – 20 -6 = 174 mm

Φvc = .75 * $\frac{1}{6}$ *$\sqrt{24}$ * 1000 * 174 = 106.55kn

Φvc> vu = 106.55> 20.3 ok

No shear reinforcement

❖ 4-8.5 Design of Bending moment :

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

Rn = $\frac{20\times 10^6}{0.9\times 1000\times 174^2}$ = 0.733MPa

$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{414}{0.85\times 24} = 20.3$

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})\ \rho = \frac{1}{20.3}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.3 \times 0.733}{414}}) = 0.0018$

As req = ρ× b × d = 0.0018× 1000×174= 313.81mm²

As min = 0.0018 × 1000 ×20 = 360 mm^2

As req = 313.81 < As min =360 mm^2

N = 360 ÷ 78.5= 4.585

Use 5Φ 10

As_{prov} = 392.5 mm² >Asreq = 360 mm²

Check for Spacing :

S = $\frac{1000 - 2 \times 40 - 5 \times 10}{4}$ = 217.5mm

S > 25 mm

S >db

- OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As × fy = 0.85× f_c × b × a

$394 * 414 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 7.99mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.99}{0.85} = 9.4mm$

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

$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{174 - 9.7}{9.4} \times 0.003 = 0.0222$

$\varepsilon_s = 0.0525 > 0.005$

OK : Tension Controlled Section

❖ 4-9 Design of Foundation:-

❖ 4-9.1 Design of Isolated footing Under Frame Column:

❖ 4-9.1.1Load Calculation:

Weight of Column= V × ϒ = [0.5(1.2+.8) ×10 ×0.8] ×24=192 KN

Total D.L = 1080 + 192 = 1272kN

L.L = 140 KN

Surface Service Surcharge = 5 KN\m2

Allowable soil pressure = 160 KN/m2

Soil unit weight = 18 KN/m^3

fc = 28 MPaFy = 420MPa

Assume h (footing) = 40 cm

W(footing) = 0.40× 24 = 9.6KN\m^2

W(soil) = 1.1× 18 = 19.8KN\m^2

W total = 5 + 9.6 + 19.5 = 34.4 KN\m^2

qa,net = 160 – 34.4 =125.6KN\m^2

$A = \frac{Pn}{qa,net} = \frac{1272+140}{125.6} = 11.24\ m^2$

$A=L^2 \rightarrow L = \sqrt{11.24} = 3.35$ m

➔ Take L = B = 3.5 m

Pu =1.2 ×1272 + 1.6 × 140 = 1750.4 KN

q_u = 1750.4 / (3.5× 3.5) = 142.9kN/m^2

❖ 4-9.1.2 Check for One Way Shear :

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

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

$$Vu = 142.9\times 3.5\ (\frac{3.5}{2}-\frac{0.8}{2}-d) = 675.2-(515d)$$

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

$$\phi.Vc = 0.75\times\frac{1}{6}\times\sqrt{28}\times 3500\times d = 2315d$$

$$\phi.Vc = Vu$$

$$\rightarrow 2315d = 675.2-(515d)$$

$$\Rightarrow d = 0.238m$$

$$h = 238+75+20 = 333mm$$

$$Take\ \ h = 0.4m$$

$$d = 400-75-20 = 305mm$$

❖ 4-9.1.3 Check for two way shear action (punching):

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

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

$$Vu_C = [3.5\times 3.5 - \{(.8+0.305)\times(0.8+0.305)\}]\times 142.9 = 1576KN$$

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

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

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

Where:

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

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

b_o = 2 (0.8 + 0.305) + 2(0.8 + 0.305) = 4.42 m

α_s = 40 for interior column

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

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}\times\left(1+\frac{2}{1}\right)\times\sqrt{28}\times 4420\times 305\times 10^{-3} = 2675..KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}\left(\frac{40*305}{4420}+2\right)\times\sqrt{28}\times 4420\times 305\times 10^{-3} = 4244..5KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}\times\sqrt{28}\times 4420\times 305\times 10^{-3} = 1783..3KN$$

$\phi.V_C = 1783..3KN$ ..... *Control*

$\phi.Vc > Vu_C \Rightarrow \underline{\underline{Satisfied}}$

❖ 4-9.1.4 Design for flexural in both direction :

ϕ_b= 20 mm

b = 3.5 m

h = 0.4 m

$d = 400 - 75 - 20 = 305mm$

Mu = $142.9 \times 3.5 \times 1.35 \times \frac{1.35}{2} = 455.76$KN.M

Rn= $\frac{Mn}{bd^2} = \frac{455.76 \times 10^6}{0.9 \times 3500 \times 305^2} = 1.55Mpa$

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

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

$\rho = \frac{1}{17.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.6 \times 1.55}{420}}\right) = 0.0038$

$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.0038 \times 3500 \times 305 = 4091.1mm^2$

Check $As_{\min}$:

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 3500 \times 400 = 2520mm^2$

$\therefore As = 4091.1mm^2$

$Select\ 21\phi 16 \Rightarrow As_{Provided} = 4222.3mm^2 > 4091mm^2 .....ok$

Check Spacing :

$$S = \frac{3500 - 75 \times 2 - 21 \times 16}{20} = 150.7 \text{ mm}$$

S_{max} =3h = 3 * 400= 1200 mm

450 mm → Control

➔ 150.7<S_{max} = 450 mm → OK

❖ 4-9.2 Design of Isolated footing Under secondary Column:-

❖ 4-9.2.1 Load Calculation:

Weight of Column= V × γ = [0.3 ×10 ×0.4] ×24=28.8 KN

Total D.L = 68 + 29 = 97kN

L.L = 56 KN

Surface Service Surcharge = 5 KN\m2

Allowable soil pressure = 160 KN/m2

Soil unit weight = 18 KN/m^3

fc = 28 MPa Fy = 420MPa

Assume h (footing) = 30 cm

W(footing) = 0.3× 24 = 7.2KN\m^2

W(soil) = 1.2× 18 = 21.6KN\m^2

W total = 5 + 7.2 + 21.6 = 33.8 KN\m^2

qa,net = 160 – 33.8 =126.2KN\m^2

$A = \frac{Pn}{qa,net} = \frac{97+56}{126.2} = 1.2\ m^2$

$A=L^2 \rightarrow L = \sqrt{1.2} = 1.104$ m

➔ Take L = B = 1.2 m

Pu =1.2 ×97 + 1.6 × 56 = 206 KN

q_u = 206 / (1.2× 1.2) = 143kN/m^2

❖ 4-9.2.2 Check for One Way Shear :

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

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

$$Vu = 143 \times 1.2\ (\frac{1.2}{2} - \frac{0.3}{2} - d) = 77.22 - (171.6d)$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1200 \times d = 793.7d$$

$$\phi.Vc = Vu$$

$$\rightarrow 793.7d = 77.22 - (171.6d)$$

$$\Rightarrow d = 0.07999m$$

$$h = 80 + 75 + 16 = 171mm$$

$$Take\ \ h = 300m$$

$$d = 300 - 75 - 16 = 209mm$$

❖ 4-9.2.3 Check for two way shear action (punching):

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

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

$$Vu_C = \left[1.2\times1.2 - \{(0.3+0.209)\times(0.4+0.209)\}\right]\times 143 = 161.59KN$$

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

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

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

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{0.4}{0.3} = 1.33$$

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

b_o = 2 (0.3 + 0.209) + 2(0.4 + 0.209) = 2236mm

$\alpha_s = 40$ for interior column

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

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}\times\left(1+\frac{2}{1.33}\right)\times\sqrt{28}\times2236\times209\times10^{-3} = 7739..KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}\left(\frac{40*209}{2236}+2\right)\times\sqrt{28}\times2236\times209\times10^{-3} = 886..9KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}\times\sqrt{28}\times2236\times209\times10^{-3} = 618..2KN$$

$\phi.V_C = 618..2KN$ ..... *Control*

$\phi.Vc > Vu_C \Rightarrow \underline{\underline{Satisfied}}$

❖ 4-9.2.4 Design for flexural in long direction :

ϕ_b= 16 mm

b = 1.2 m

h = 0.3 m

$d = 300-75-16 = 209mm$

Mu = $143\times\ 1.2\ \times 0.45\ \times \frac{0.45}{2}$ = 17.4KN.M

$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17.4\times10^6}{0.9\times1200\times209^2} = 0.36Mpa$

$m = \frac{fy}{0.85\times\ fc'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.6$

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

$\rho = \frac{1}{17.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.6\times0.36}{420}}\right) = 0.00088$

$As_{Req.} = \rho\times b\times d = 0.00088\times1200\times209 = 220.7mm^2$

Check $As_{\min}$:

$As_{Shrinkage} = 0.0018\times b\times h = 0.0018\times1200\times300 = 648mm^2$

$\therefore As = 648mm^2$

$Select\ 5\phi14 \Rightarrow As_{Provided} = 770mm^2 > 648mm^2 .....ok$

Check Spacing :

$$S = \frac{1200-75\times2-14\times5}{4} = 245 \text{ mm}$$

S_{max} =3h = 3 * 300= 900 mm

450 mm → Control

➔ 245<S_{max} = 450 mm → OK

❖ 4-9.2.4 Design for flexural in short direction :

ϕ_b= 16 mm

b = 1.2 m

h = 0.3 m

$d = 300-75-16 = 209mm$

Mu = 143× 1.2 ×0.4 × $\frac{0.4}{2}$ = 13.7KN.M

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{13.7\times10^6}{0.9\times1200\times209^2} = 0.29Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{17.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 17.6\times 0.29}{420}}\right) = 0.00069$$

$$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.00069\times 1200\times 209 = 173 mm^2$$

$$Check \quad As_{\min}:$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018\times b\times h = 0.0018\times 1200\times 300 = 648 mm^2$$

$$\therefore As = 648 mm^2$$

$$Select\ 5\phi 14 \Rightarrow As_{Provided} = 770 mm^2 > 648 mm^2 .....ok$$

Check Spacing :

$$S = \frac{1200-75\times 2-14\times 5}{4} = 245 \text{ mm}$$

S_{max} =3h = 3 × 300= 900 mm

450 mm → Control

➔ 245<S_{max} = 450 mm → OK

❖ 4-9.4 Design of Strip (Wall) Footing:-

❖ 4-9.3.1 Load Calculation:

Weight of Wall = V × ϒ = [0.3 ×10 ×1] ×24=72 KN/M

Weight of tie beam = V × ϒ = [0.3×0.3×1]×24= 2.16

Total D.L = 72 + 2.16 = 74.16kN/M

Surface Service Surcharge = 5 KN\m2

Allowable soil pressure = 160 KN/m2

Soil unit weight = 18 KN/m^3

fc = 28 MPaFy = 420MPa

Assume h (footing) = 30 cm

W(footing) = 0.3× 24 = 7.2KN\m^2

W(soil) = 1.2× 18 = 21.6KN\m^2

W total = 5 + 7.2 + 21.6 = 33.8 KN\m^2

qa,net = 160 – 33.8 =126.2KN\m^2

A = $\frac{Pn}{qa,net} = \frac{75}{126.2}$ = 0.6 m^2

A=B×1→ L=1

➔ Take B = 0.65 m

Pu =1.4 ×75 = 105 KN

q_u = 105 / (1× .65) = 161.5 kN/m^2

❖ 4-9.3.2 Check for One Way Shear :

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

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

$$Vu = 161.5 \times 1\ (\frac{0.65}{2} - \frac{0.3}{2} - d) = 28.26 - (161.5d)$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{28} \times 1000 \times d = 661.4d$$

$$\phi.Vc = Vu$$

$$\rightarrow 661.4d = 28.26 - (161.5d)$$

$$\Rightarrow d = 0.0343m$$

$$h = 33.4 + 75 + 16 = 124.4mm$$

$$Take\ \ h = 300m$$

$$d = 300 - 75 - 16 = 209mm$$

❖ 4-9.3.3 Design for flexural:

ϕ_b= 16 mm

b = 1 m

h = 0.3 m

$d = 300 - 75 - 16 = 209mm$

Mu = $161.5 \times 1 \times 0.175 \times \frac{0.175}{2}$ = 2.5KN.M

$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2.5 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 209^2} = 0.063Mpa$

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

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

$\rho = \frac{1}{17.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.6 \times 0.63}{420}}\right) = 0.00015$

$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.00015 \times 1000 \times 209 = 31.68mm^2$

$Check \quad As_{\min}$:

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540mm^2$

$\therefore As = 540mm^2$

$Select\ 5\phi 12 \Rightarrow As_{Provided} = 565mm^2 > 540mm^2 .....ok$

Check Spacing :

$$S = \frac{1000-75\times2-12\times5}{4} = 197.5 \text{ mm}$$

S_{max} =3h = 3 × 300= 900 mm

450 mm → Control

197.5<S_{max} = 450 mm → OK

➔ **Reinforcement in long direction :**

Select the minimum area of steel (shrinkage &temperature)

$$As_{Shrinkage} = 0.0018\times b\times h = 0.0018\times1000\times300 = 540mm^2$$

$$\therefore As = 540mm^2$$

$$Select\ 5\phi12 \Rightarrow As_{Provided} = 565mm^2 > 540mm^2 .....ok$$

Check Spacing :

$$S = \frac{1000-75\times2-12\times5}{4} = 197.5 \text{ mm}$$

S_{max} =3h = 3 × 300= 900 mm

450 mm → Control

197.5 <S_{max} = 450 mm → OK

❖ 4-10 Design of Basement Wall:-

❖ 4-10.1:- load calculation:

Fc'=24 MPa, Fy=414 Mpa, γ_s=18KN/m^3, qall=160 KN/m^2, φ=30,

surcharge =5 KN/m^2 , wall thickness =30 cm

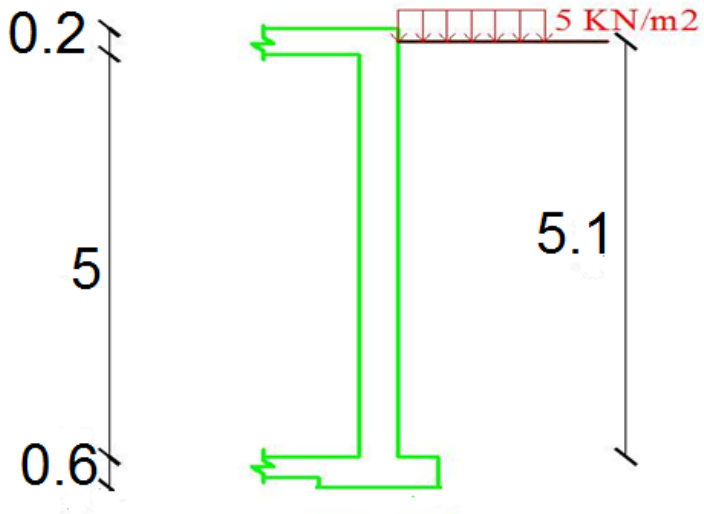


Fig.(4-12) basement wall

$$K = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\emptyset} = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = 0.33$$

$$W_s = K \times h \times \gamma = 0.33 \times 5 \times 18 = 30\ KN/m^2$$

$$W_{su} = K \times P = 0.33 \times 5 = 1.65\ KN/m^2$$

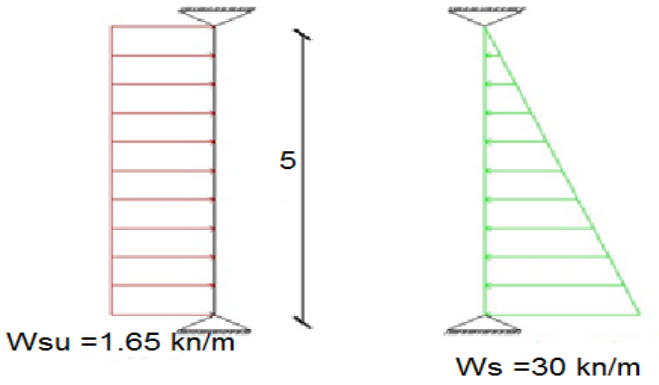


Fig.(4-13) shear and moment diagram

From Atir we have moment and shear envelop :

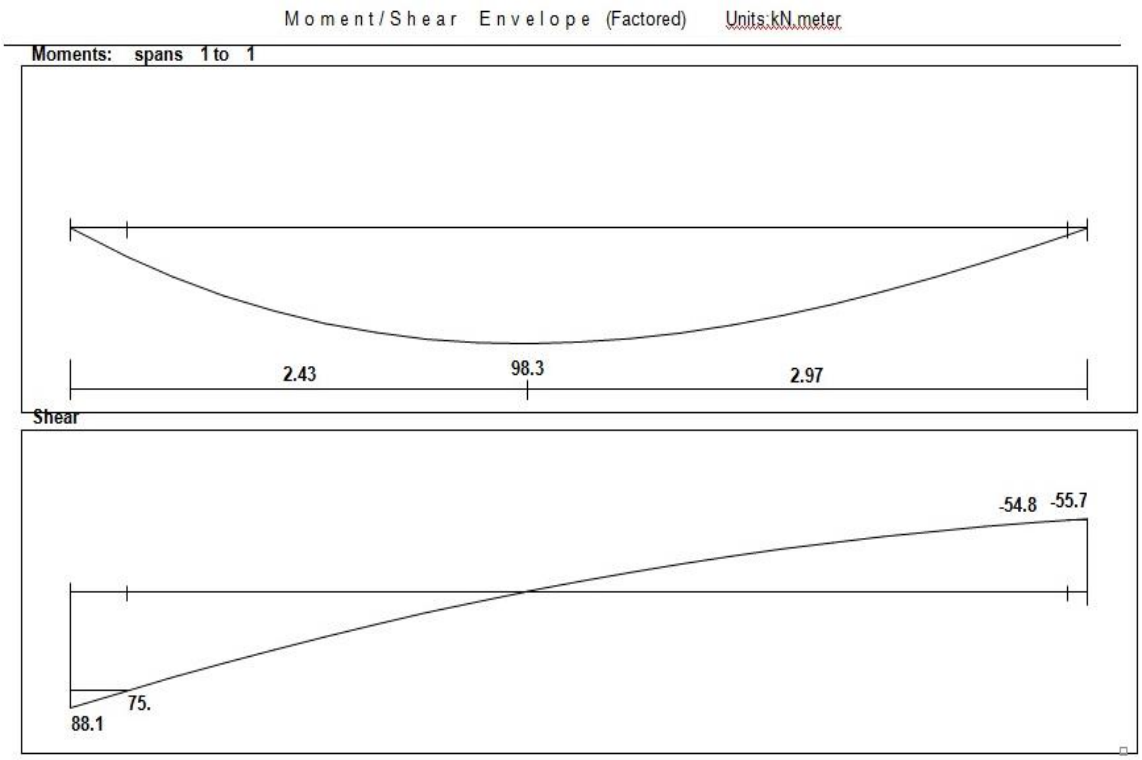


Fig.(4-14) shear and moment diagram

❖ 4-10.2 Check for shear:-

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6}\sqrt{f_c'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 268 \times 10^{-3} = 164.1KN$$

$\phi V_c > Vu = 75\ KN$

The thickness is enough

❖ 4-10.3:-Design of Bending Moment:-

D=300 – 20 – 12/2 = 274 mm

$$K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$K_n = \frac{98.3 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 274^2} = 1.45MPa\ .$$

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

$$m = \frac{414}{0.85 \times 24} = 20.3$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.3}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.3 \times 1.45}{420}}\right) = 0.0036$$

As req = 0.0036×100×27.4=9.96 cm^2/m…….control

$$\rho = 0.0036 > \rho min = 0.0012 \ldots\ldots OK$$

Check for spacing

3h=3×300=900mm

S=450

Use Φ 16@ 20 cm , As prov = 10.04 cm^2/m for both sides.

For horizontal bars use the half of the min. in each side

$\rho = \rho_{min} = 0.001$

$\rho = As/ac$

$As = \rho \times 100 \times 30 = 3\ cm^2/m$

Use Φ 10@25 cm , As prov =3.16 $cm^2/m > 3\ cm^2/m$

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$$

$$1000 \times 414 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 20.3mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.3}{0.85} = 23.85mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{268 - 23.85}{23.85} \times 0.003 = 0.0314$$

$$\varepsilon_s = 0.047 > 0.005 \longrightarrow ok$$

3

الـفـصـل الـثـالـث

الـــوصـــف الإنْـشَـــائِـي

1-3 مقدمة .

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي .

3-3 مراحل التصميم الإنشائي .

4-3 الأحمال.

5-3 الاختبارات العملية .

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .

7-3 برامج الحاسوب.

1.3 مـقدمـة :

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفا دقيقا، حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع .

كما ويتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمن، مع المحافظة على التصميم المعماري للمشروع .

2.3 الهدف من التصميم الإنشائي:

التصميم الإنشائي عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعواملالتي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه، وهذه الأهداف هي على النحو التالي:-

1- الأمان(Safety) : حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
2- التكلفة الاقتصادية(Economical): وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
3- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى .
4- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ .

3.3 مراحل التصميم الإنشائي:-

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

1. **المرحلة الاولى :**
وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة ، وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام ، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.
2. **المرحلة الثانية:**
تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

4.3 الأحمـال:

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي:-

1.4.3 الأحمال الميتة :

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسية التي تتكون منها المنشأة بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع ، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول (3-1) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m^3)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	16
3	الخرسانة	24
4	الطوب	9
5	البلاط	23

أحمال القواطع (Partition) =$kN/m^2$1.5

2.4.3 الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة ، والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، والجدول (3-2) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

جدول(3- 2) الأحمال الحية للمبنى

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (kN/m^2)
1	قاعات و مؤتمرات	5
2	الأدراج	3
3	السطح	1.5

3.4.3 الأحمال البيئية:

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية، والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى، و يمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي:-

1.3.4.3 أحمال الرياح :

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى،ولتحديد احمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوىالتي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرضوموقعه من حيث احاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الاخرى .

وسيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5)للحصول على قيم قوى الرياح الافقية ، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، وباستخدام الجدول رقم (3-3) الموضح فيما يلي :-

جدول (3 – 3) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الالماني DIN 1055-5

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity Pressure (KN/m^2)	0.50	0.80	1.1	1.30

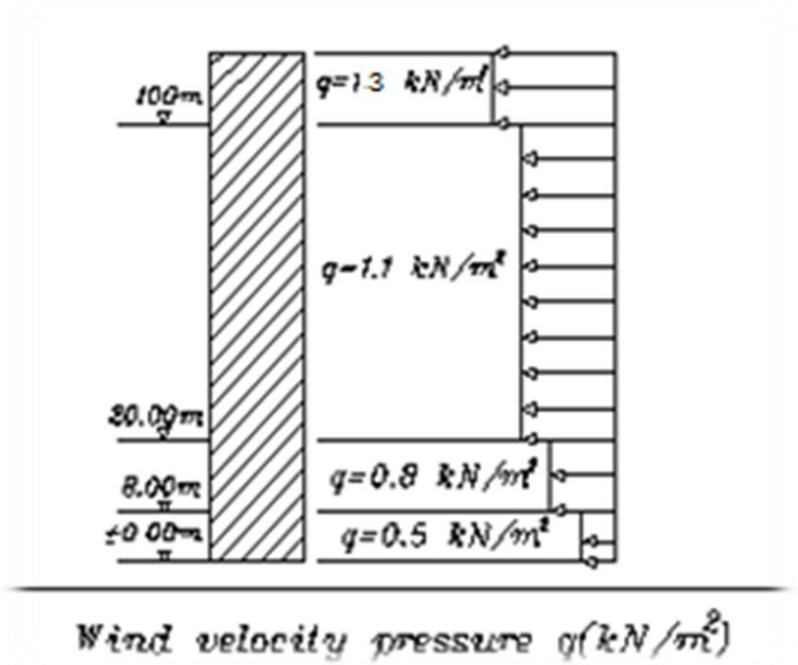
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

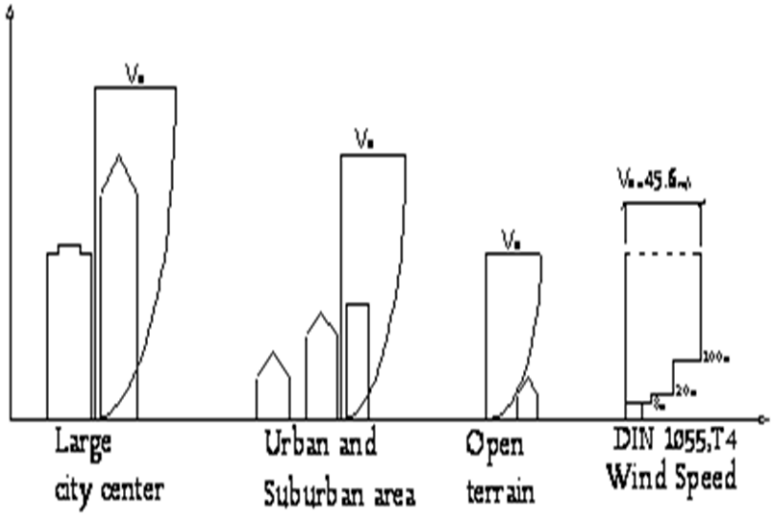
حيث أن :

q: (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/m^2).

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

ويبين الشكل (3-1) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .





الشكل (3-1) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به .

2.3.4.3 أحـمـال الـثـلـوج:

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف ، ويتم تحديدها باستخدام Codesالبناء المختلفة ، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المُنشأ عن سطح البحر و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

جدول (3 – 4) احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN/M^2)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) /1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (950م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

$$s_L = \frac{h-400}{400}$$

$$s_L = \frac{950-400}{400}$$

$$s_L = 1.375(KN/m^2)$$

3.3.4.3 أحـمـال الـزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية ،بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية،فتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها. الذي ستستخدم من أجله،لتجنبالآثار الناتجة عن الزلازل مثل :

- 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.

5.3 الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية ، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ،عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

6.3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: العقدات، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات. و يحتوي المشروع العناصر التالية :

1.6.3 العقدات:

نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:

1. العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (two way ribbed slab).
2. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد(one way solid slab).
3. العقدات القشرية Shells

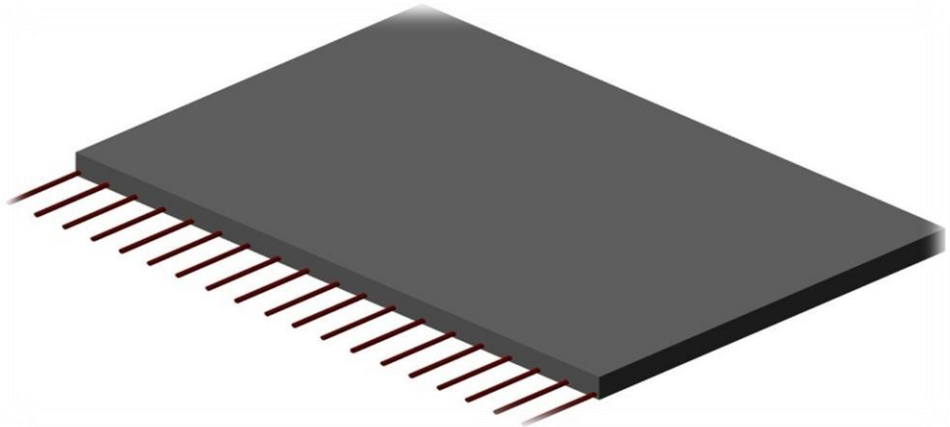
1.1.6.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (two way ribbed slab)

إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-2)

الشكل (3 – 2) العقدات المصمتة ذات الاتجاهين .

2.1.6.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

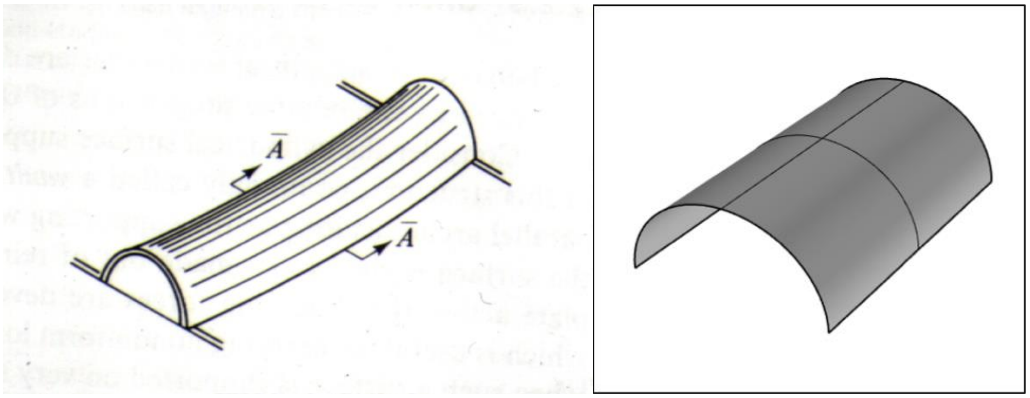
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، كما في الشكل (3-3):-



الشكل (3 - 3) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد .

3.1.6.3 العقدات القشرية:

و تم استخدامها في القاعة الرياضية .



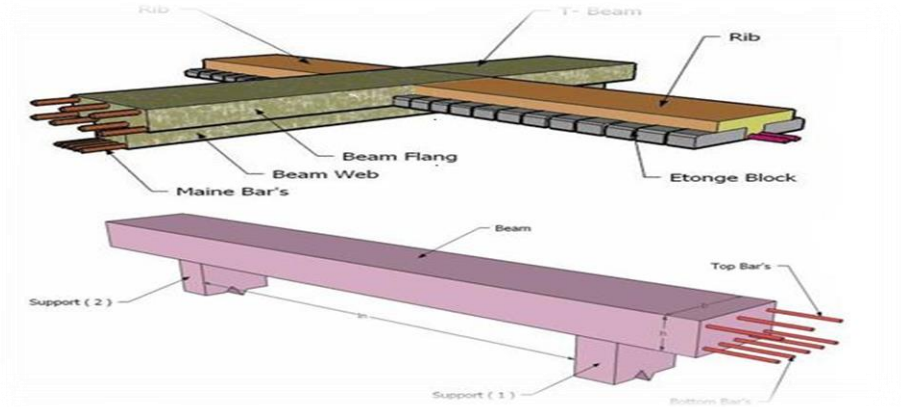
الشكل (3 – 4) : Shells .

2.6.3 الجسور:

وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:

1- جسور (Rectangular)
2- جسور (T-section) .
3- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (3-5) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



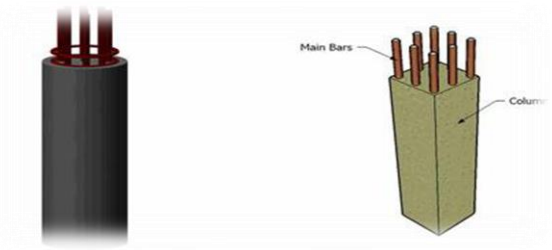
الشكل (3 – 5) : - أنواع الجسور المستخدمة في المشروع .

6.3. 3الأعمدة:

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي، فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها،والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:

1- الأعمدة القصيرة (short column).
2- الأعمدة الطويلة (long column).

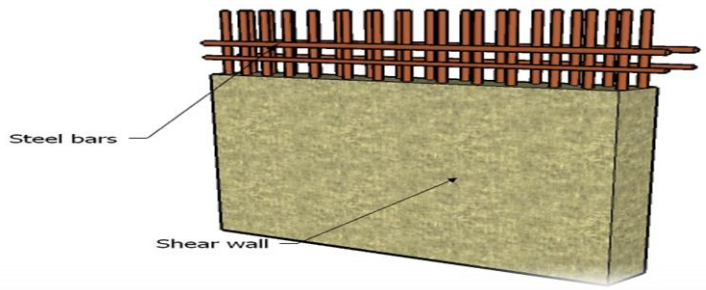
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على نوعين من الاعمدة:هي المستطيلة والدائرية كما في الشكل (3-6).



الشكل (3 – 6) : - أنواع الأعمدة .

6.3. 4جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح :



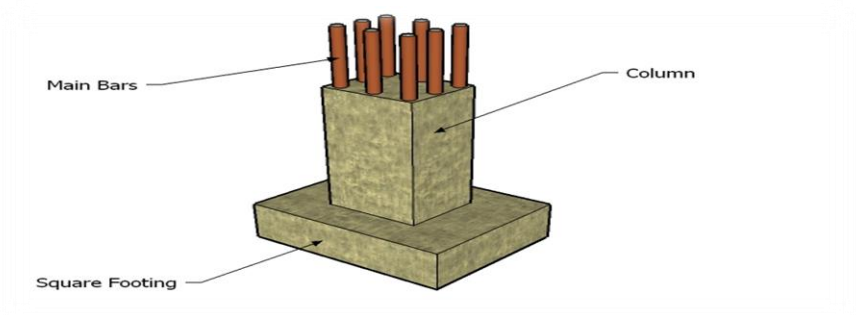
الشكل (3-7) جدار قص .

6.3. 5الأساسات:

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، وهي على عدة أنواع كما يلي:-

1- أساسات منفصلة (Isolated footing)
2- أساسات شريطية(Strip footing)

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



الشكل (3 –8) أساس مفرد .

3. 7برامج الحاسوب التى تم استخدامها:

1. AutoCAD (2010) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
3. Atir 12
4. Sab 2000
5. Safe
6. Staad pro

2

الفصل الثاني

الوصف المعماري

1.2 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

3.2 موقع المشروع .

4.2 اهمية الموقع .

5.2 عناصر الحركة في المبنى.

6.2 حركة الشمس والرياح .

7.2 دراسة عناصر المشروع .

8.2 وصف الحركة.

1.2 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 الخليلالتي هي في أمسّ الحاجة إليه..

2.2لمحة عن المشروع :

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني ، و كشف الغطاء عن همومه ، نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود مراكز تدريب 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 الخليليتمتع 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 .

3.2 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(2-1).

الشكل(2-1) موقع المبنى

4.2 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:

1) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.
2) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
3) حيوية المنطقة .

4) -سهولة الوصول إلى الموقع.
5) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

5.2 عناصر الحركة في المبنى :

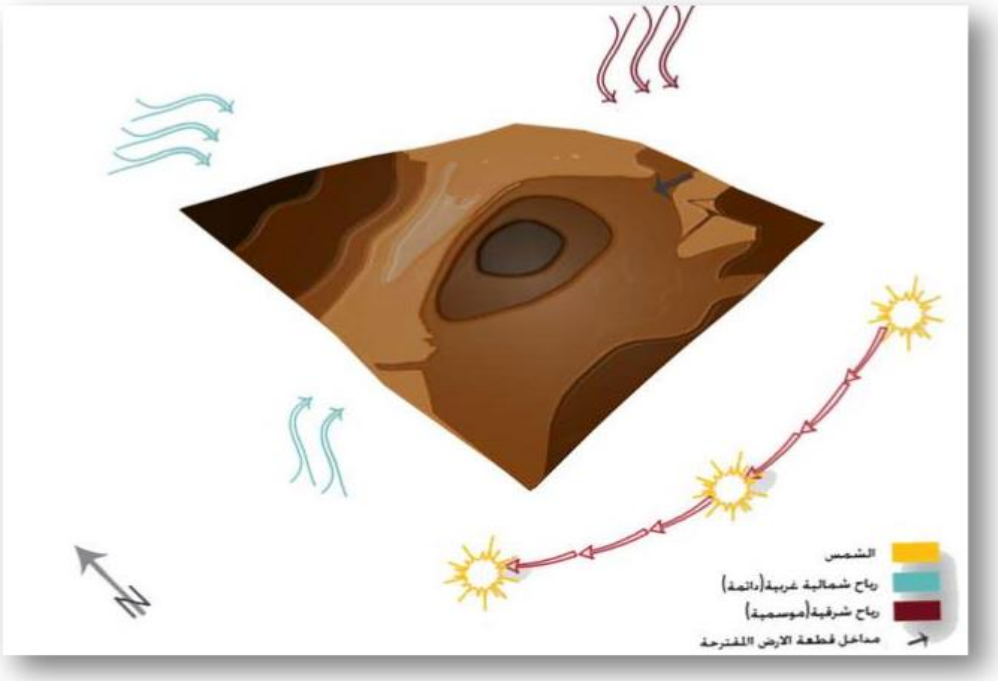
يمكن أن تضم عناصر الحركة في المبنى إلى صياغة العناصر المعمارية لما لها من الأهمية في مثل هذه المشاريع نظرا لتنوعها والاهتمام بها.

6.2 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 (2-4) ، يوضح تأثير هذه العوامل ، تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى غروبها كما هو موضح بالشكل المجاور :-



الشكل(2-2) توجيه المبنى

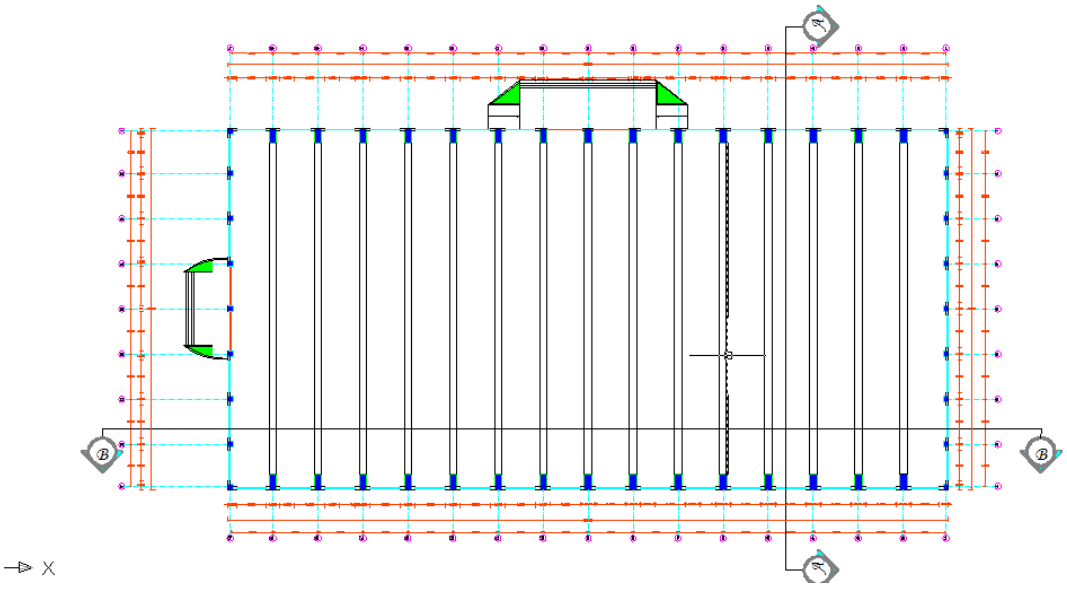
7.2 دراسة عناصر المشروع :

(2-7-1) المساقط الأفقية :-

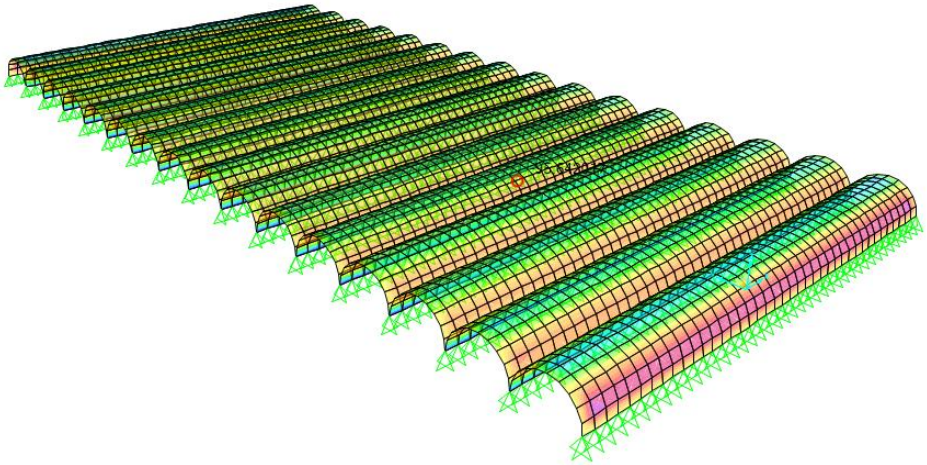
يشمل المشروع على العديد من الكتل ونحن نعمل على تصميم ثلاث كتل منها وهي القاعة الرياضية والمسجد وخزانان للمياه ،وتعتبر ذوات تنوع خدماتي موزعة وفق الآتي:

1.1.7.2القاعة الرياضية :

مخطط القاعة الرياضية حيث استخدمنا نظام القشور لاضفاء جمال معماري للمبنى :



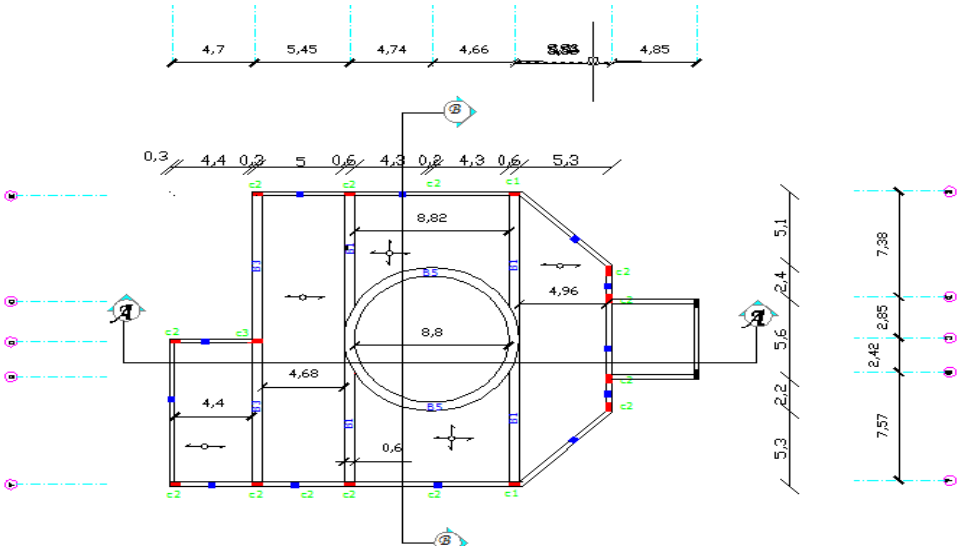
شكل(2-3) مخطط القاعة الرياضية .



شكل(2-4) مخطط القشور القاعة الرياضية .

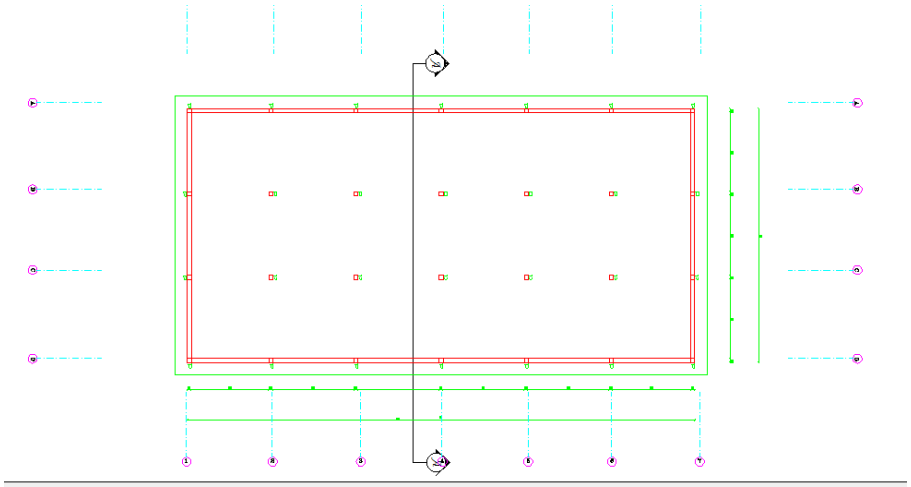
2.1.7.2 مخطط المسجد :

يظهر مخطط المسجد :



شكل(2-5) مخطط المسجد .

3.1.7.2 مخطط خزانات الماء :



شكل(2-6) مخطط الخزانات .

كما يبين هذا الجدول توزيع المساحات لجميع الكتل المعمارية وهي كما يلي:

جدول (2-1)توزيع المساحات على الكتل المعمارية

الكتلة	القاعة الرياضية	المسجد	خزانات الماء
المساحة (M^2)	3200	524.67	800

2.7.2 وصف الواجهات :

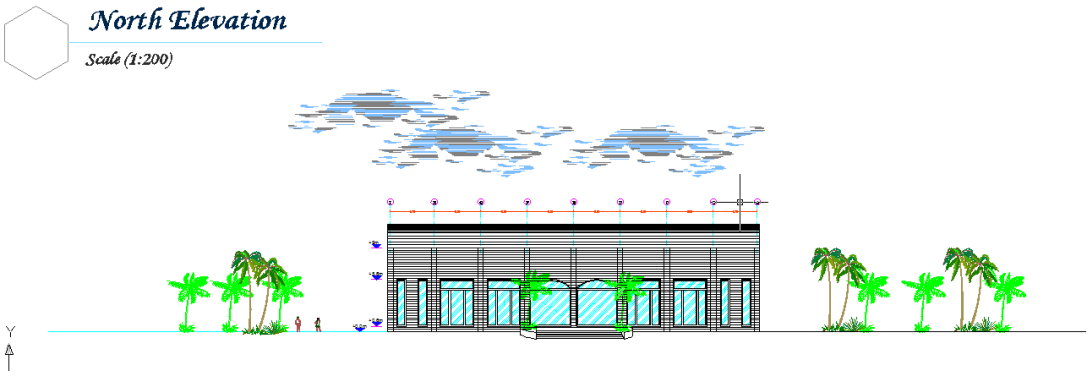
إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأرضي عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج كذلك يظهر الاقواس القشرية المستخدمة في اعلى المبنى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

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 .

1.2.7.2 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 ، كذلك يظهرالاقواس القشرية المستخدمة في اعلى المبنى .

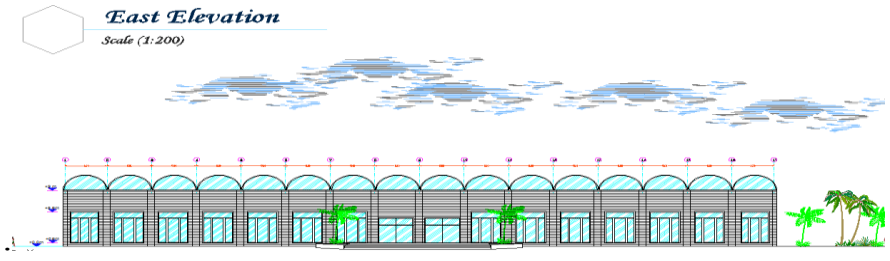


شكل(2-7) الواجهة الشماليةللقاعة الرياضية .

2.2.7.2 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 يظهرالاقواس القشرية المستخدمة في اعلى المبنى.

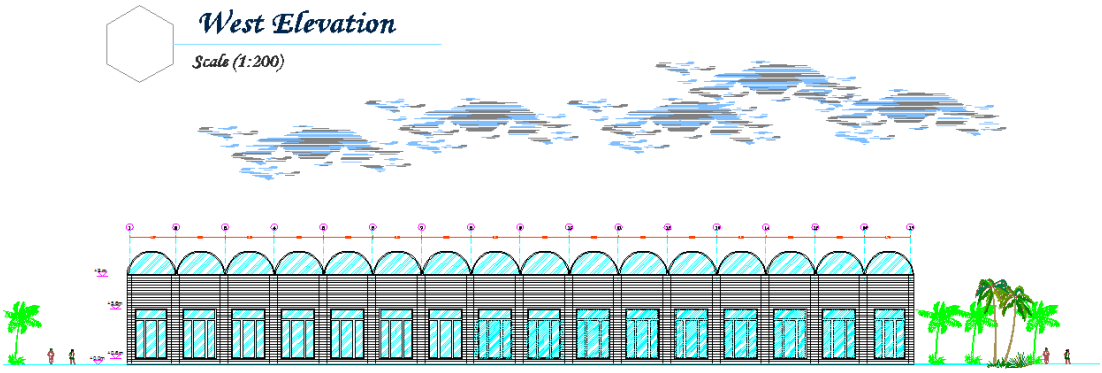
إضافة إلى ذلك فإن هذه الواجهة تحتوي على مجموعة من النوافذ المتناسقة مع بعضها البعض في منظر متوازن ومتماثل يعطي الواجهة نسقا معماريا فريداً، والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الإضاءةوالتهوية



شكل(2-8) الواجهة الشرقية للقاعة الرياضية .

3.2.7.2 الواجهة الغربية :

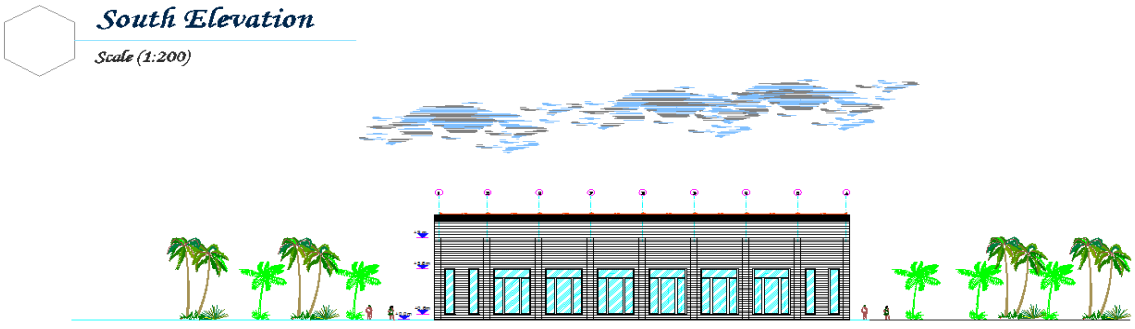
تتناظر هذه الواجهة مع الواجهة الشرقية حيث يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد كذلك يظهر الاقواس القشرية المستخدمة في اعلى المبنى ، .



شكل(2-9) الواجهة الغربية للقاعة الرياضية .

4.2.7.2 الواجهة الجنوبية :

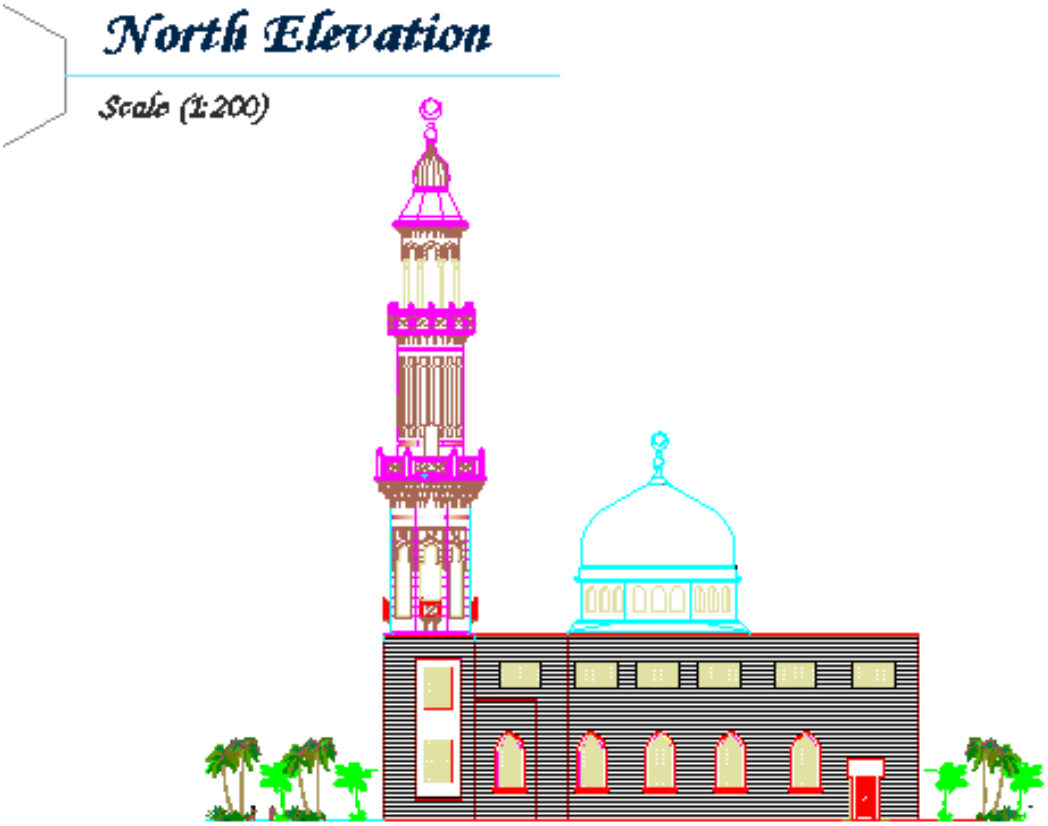
استخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى، وجعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة.



شكل(2-10) الواجهة الجنوبية للقاعة الرياضية .

5.2.7.2 الواجهة الشمالية للمسجد :

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(2-11) الواجهة الشمالية للمسجد .

6.2.7.2 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.

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 الإضاءةوالتهوية .

شكل(2-12) الواجهة الشرقية للمسجد .

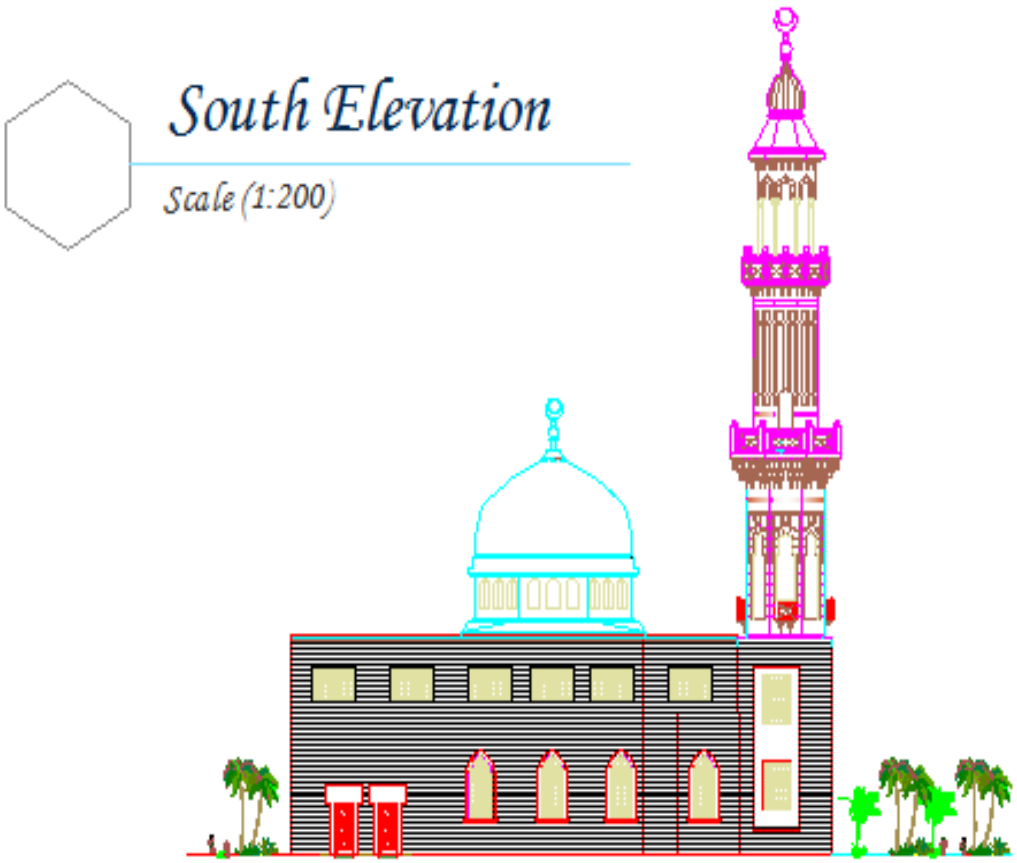
7.2.7.2 الواجهة الغربية :

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(2-13) الواجهة الغربية للمسجد.

5.2.7.2 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(2-14) الواجهة الجنوبية للمسجد.

8.2 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(2-15) يوضح الموقع العام

الفصل الخامس

الملاحق

5.1 Appendix A : Architectural Drawings

5.2 Appendix B : Structural Drawings

5.3 المصادر والمراجع

5.3 المصادر والمراجع

1. American Concrete Institute (A.C.I), Building code Requirement for structural concrete (ACI-318M-08).

2- البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006م.

3- 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 ، 2012م. كودات