بسم الله الرحمن الرحيم

جـامـعة بـوليـتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ " معهد الحفاظ المعماري " في مدينة الخليل

فريق العمل

مراد احمد شاهين

احمد هاني جولاني

يارا عماد سمارة

إشراف

م. شادي قمصية

يناير – 2021

جـامـعة بوليـتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ " معهد الحفاظ المعماري " في مدينة الخليل

فريق العمل

مراد احمد شاهين **احمد هاني جولاني**

يارا عماد سمارة

إشراف

م. شادي قمصية

يناير – 2021

جـامـعة بوليـتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ " معهد الحفاظ المعماري " في مدينة الخليل

فريق العمل

مراد احمد شاهين **احمد هاني جولاني**

يارا عماد سمارة

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

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
م. شادي قمصية	م. فيضي شبانة

يناير – 2021

الإهـــداء

إلى الشموع التي استطاعت قهر الظلام بقوة إرادة نورها... الذين كلما مر الوقت أكثر

فهمنا كم هو صعب أن نحاول سداد ديوننا لهم.... خاصة عندما يكون "الثبات"

على ما نؤمن به...هو من بعض غرسهم

أمهاتنا وآبائنا أدام الله نورهم..

إلى العلم، والتربية، والوقار، والإخلاص، والتواضع

أساتذتنا الكرام..

إلى دعائم قوتنا وطموحنا....بلسم عّلتنا وجروحنا

إخواننا وأخواتنا..

إلى كل الاوفياء المخلصين الذين جعلوا من الوفاء شمعة تنير دربهم

إلى من يجسدون الوفاء في أرقى صوره

اصدقائنا وصديقاتنا رفقاء الدرب ..

وإلى كل من أخذ ويأخذ بأيدينا إلى قمة المجد

نُهدي هذا المشروع ..

فريق العمل

شـــكـر وتـــقـديـــر

الحمد الله رب العلمين و الصلاة و السلام على المبعوث رحمة للعالمين سيدنا محمد

وعلى إله وصحبه أجمعين:

عملا بقوله تعالى " (وَإِذْ تَأَذَّنَ رَبُّكُمْ لَئِن شَكَرْتُمْ لَأَزِيدَنَّكُمْ ۖ)

نشكر الله على نعمه التي لا تقدر ولا تحصى ومنها توفيقه تعالى على اتمام هذا العمل

نتقدم بجزيل الشكر والعرفان وخالص التقدير الى الاستاذ المشرف المهندس شادي قمصية

الذي شرفنا بقبوله الاشراف على هذا المشروع وعلى دعمه وتوجيهاته القيمة فجزاه الله خير الجزاء

كما يسرنا أن نوجه أسمى آيات التقدير والعرفان الى اساتذتنا الكرام على ارشاداتهم وآرائهم.

و نتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا ؛ إلى كل من ساهم في إنجاز مشروعنا هذا، مّتحدين معنا كل الصعاب فلهم جميعًا الشكر والتقدير كله.

كما نتقدم بشكرنا الى زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما أحسسنا بمتعة المشروع , ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فالشكر كل الشكر إلى آبَائِنا وأمهاتنا وإخواننا الذين كان لهم الدور الأكبر في الوصول إلى ما وصلنا إليه، ولعلنا نوفيهم حقهم ببلوغنا رضاهم جميعاً.

فريق العمل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـِ " معهد الحفاظ المعماري " في مدينة الخليل

فريق العمل

مراد احمد شاهين **احمد هاني جولاني**

يارا عماد سمارة

إشراف

م. شادي قمصية

يناير – 2021

الهدف الأساسي للمشروع هو عمل التصميم الانشائي لجميع العناصر الانشائية التي يحتويها المشروع , من اساسات وجدران واعمدة وجسور والعقدات والعديد من العناصر الانشائية الاخرى في المبنى .

يتكون المبنى من أربعة طوابق تسوية وطابق ارضي والطابق الأول, وتبلغ المساحة الإجمالية (9060.04) متر مربع, وهو مبنى تعليمي يخدم الطلاب في مجال الهندسة, يتضمن قاعات تدريس ومكاتب مدرسين ومدرج ومشاغل هندسية واماكن للنشاطات الطلابية وكراج سيارات وغيره من الخدمات الاخرى, والتصميم من الناحية المعمارية يتميز بأنه تم بأسلوب حضاري حديث وعلى إحساس الطالب بالعمارة التراثية, ويمكن القول أن ينبغي عند تصميم أو إعادة صياغة الفراغات الحضرية المعاصرة بالمدن العربية مراعاة الاحتفاظ بالموروث الثقافي والفني والتقني, وتم التعامل مع الموقع استناداً على انسجام المبنى مع طبيعة انحدار موقعة وتداخل العلاقات بين الداخل والخارج من خلال استخدام الفناء كفراغ لتهيئة الانتقال من الفراغ العام الى الخاص.

من الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_08) ، ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل AutoCAD 20, Atir 18, Microsoft Office,ETABS 18 ,SAFE,SPCLOUMN,FOUND

سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناءاً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى ، ومن المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله.

Structural Design for the "Institute of Architectural Conservation"

In Hebron City

Prepared by

Ahmad Hani Joulani **Murad Ahmad Shaheen**

Yara Imad Samara

Palestine Polytechnic University

JANUARY - 2021

Supervisor

Eng. Shadi Qumseya

Abstract

The main objective of the project is to work the construction design of all the construction elements contained in the project, from foundations, walls, columns, beams, slabs and many other construction elements in the building.

The building consists of four floors leveling and ground floor and the first floor, and the total area (9060.04) square meters, an educational building serving students in the field of engineering, includes classrooms, teachers' offices, amphitheater, engineering workshops, places for student activities, car garage and other services, and the design is architecturally characterized by a modern civilized style and the student's sense of heritage architecture, and it can be said that when designing or reformulating contemporary urban spaces in Arab cities, it should be said that the cultural and artistic heritage of Arab cities should be preserved in the cultural and technical heritage. The site was treated based on the harmony of the building with the nature of the location of the decline and the overlap of relations between the inside and the outside through the use of the courtyard as a vacuum to create the transition from the public to private space.

We will use the Jordanian code to determine live loads, and determine the load of earthquakes. As for structural analysis and section design, the US code (ACI_318_08) will be used and we will rely on some computer programs such as: AutoCAD 20, Atir, and Microsoft Office, ETABS 18, SAFE.

The project will include a detailed structural study of the identification and analysis of the structural elements and the different loads expected and then the structural design of the elements and the preparation of the operational plans based on the design prepared for all the structural elements that make up the structural structures of the building, and it is expected after the completion of the project to be able to provide the structural design for all construction elements, God willing.

جدول المحتويات

الموضوع	رقم الصفحة
تقرير المشروع	I
تقييم مشروع التخرج	II
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس الجداول	X
فهرس الاشكال	XI
List of abbreviation	XIII
الفصل الأول: المقدمة	1
1-1 المقدمة	2
1-2 أهداف المشروع	2
1-3 مشكلة المشروع	3
1-4 اسباب اختيار المشروع	3
1-5 حدود مشكلة المشروع	4
1-6 المسلمات	4
1-7 فصول المشروع	4
1-8 اجراءات المشروع	5
1-9 الجدول الزمني للمشروع	5
الفصل الثاني: الوصف المعماري	6
2-1 مقدمة	7
2-2 لمحة عامة عن المشروع	7
2-3 موقع المشروع	8
2-3-1 أهمية الموقع	9
2-3-2 المناخ	9
2-4 وصف المساقط الافقية	10
2-4-1 الطابق التسوية 4	10
2-4-2 الطابق االتسوية 3	10
2-4-2-1 الطابق التسوية 3-1	10
2-4-2-2 الطابق التسوية 3-2	11
2-4-3 الطابق التسوية 2	12
2-4-4 الطابق التسوية 1	12
2-4-5 الطابق الارضي	13
2-4-6 الطابق الاول	13
2-5 الواجهات	14
2-5-1 الواجهة الجنوبية	14
2-5-2 الواجهة الشمالية	14
2-5-3 الواجهة الغربية	15
2-5-4 الواجهة الشرقية	15
2-6 المقاطع الطولية	16
2-6-1 المقطع (A-A)	16
2-6-2 المقطع (B-B)	16

2-7 وصف الحركة والمداخل 17
2-8 المداخل 17

الفصل الثالث: الوصف الإنشائي 18
3-1 مقدمة 19
3-2 الهدف من التصميم الإنشائي 19
3-3 مراحل التصميم الإنشائي 20
3-4 الأحمال 20
3-4-1 الأحمال الميتة 20
3-4-2 الأحمال الحية 21
3-4-3 الأحمال البيئية 22
3-4-3-1 أحمال الرياح 22
3-4-3-2 أحمال الثلوج 23
3-4-3-3 أحمال الزلازل 24
3-5 الاختبارات العملية 24
3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع 25
3-6-1 العقدات 26
3-6-1-1 البلاطات المصمتة 26
3-6-1-2 البلاطات المفرغة 26
3-6-1-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 27
3-6-1-4 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 27
3-6-2 الجسور 28
3-6-3 الاعمدة 29
3-6-4 الادراج 30
3-6-5 جدران القص 30
3-6-6 الأساسات 31
3-6-7 جدران استنادية 33

3-7 فواصل التمدد 34
3-8 برامج الحاسوب 35

الفصل الرابع: Structural Analysis and Design **36**
4-1 Introduction 37
4-2 Materials Properties Were Used 37
4-3 Factored Load 37
4-4 Slab thickness calculation 38
4-5 Load Calculation 38
4-6 Design of Topping 39
4-7 Design of Rib (R37) 41
4-8 Design of Beam (B 148) 47
4-9 Design of Column (C 18) 53
4-10 Design of Foundation (F 20) 58
4-11 Design of Shear wall (sh.w 17) 62
4-12 Design of Basement Wall) 67
4-13 Design of Stairs) 70

الفصل الخامس: النتائج والتوصيات 54

5-1 المقدمة 55
5-2 النتائج 56
5-3 التوصيات 56

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الصيفي (2019-2020)	5
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	21
2-3	الأحمال الحية لعناصر المبنى	21
3-3	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	23
4-1	Check Of Minimum Thickness Of Structural Member	38
4-2	Calculation of the total dead load for one-way rib slab	39
4-3	Calculation of the total dead load on topping	39
4-4	Dead Load Calculation of Flight	71
4-5	Dead Load Calculation of Landing.	72

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
1-2	الموقع العام	8
2-2	موقع قطعة الارض	8
3-2	مسقط طابق التسوية 4	10
4-2	مسقط طابق التسوية 3-1	11
5-2	مسقط طابق التسوية 3-2	11
6-2	مسقط طابق التسوية 2	12
7-2	مسقط طابق التسوية 1	12
8-2	مسقط الطابق الارضي	13
9-2	مسقط الطابق الاول	13
10-2	الواجهة الجنوبية	14
11-2	الواجهة الشمالية	15
12-2	الواجهة الغربية	15
13-2	الواجهة الشرقية	15
14-2	مقطع (A-A)	16
14-2	مقطع (B-B)	16
15-2	الحركة والمداخل	17
1-3	تاثير الرياح على المباني من حيث الارتفاع والبيئة المحيطة به	22
2-3	بعض العناصر الانشائية للمبنى	25
3-3	عقدة عصب ذات اتجاه واحد	27
4-3	عقدة مصمتة ذات اتجاه واحد	27
5-3	أنواع الجسور المستخدمة	28
6-3	أنواع الاعمدة المستخدمة	29
7-3	مقطع درج	30
8-3	جدران قص	31
9-3	قواعد منفصلة	32
10-3	قواعد مشتركة	32
11-3	قواعد شريطية	32
12-3	جدران استنادية	33
13-3	فاصل التمدد	34
1-4	Topping Desing	39
2-4	Rib 37 Geometry	41
3-4	loading Rib 37	41
4-4	Shear and Moment Envelope for Rib 37	42
5-4	Deflection for Rib 37	42
6-4	Beam 148 Geometry	47
7-4	Load of Beam 148	47
8-4	Shear and Moment Envelope for Beam 148	48
9-4	Deflection for Beam 148	48
10-4	Detailing column C18	57
11-4	Detailing Foundation (F20)	62
12-4	(shear wall 17)	62
13-4	Detailing shear wall (17)	66
14-4	Moment/shear for basement wall	67
15-4	Detailing Basement wall	70
16-4		73

75	Moment/shear for stairs	17-4
75.	Detailing STAIRS	18-4

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_sˆ =** 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_cˆ** = 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 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.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

الفصل الاول - 1 -

المقدمة

1-1 المقدمة

2-1 أهداف المشروع

3-1 مشكلة المشروع

4-1 أسباب اختيار المشروع

5-1 حدود مشكلة المشروع

6-1 المسلمات

7-1 فصول المشروع

8-1 إجراءات المشروع

9-1 الجدول الزمني للمشروع

1-1 المقدمة:

دأب الإنسان منذ بداياته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف والتجاويف الصخرية المحيطة به، ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه، والتكيف مع بيئته اجتهد لتطوير مسكنه، فاستخدم المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين، وصولا إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حاليا في البناء.

واستجابة لمتطلبات التقدم والتكنولوجيا بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة والخاصة، فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات والمدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية والفنادق، الخ...

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من اجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام باجراه التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو التصميم الأنشائي المقترح لـ معهد الحفاظ المعماري في مدينة الخليل.

1-2 أهداف المشروع:

تنقسم أهداف المشروع إلى قسمين :

أهداف معمارية :

تقوم فكرة المشروع على احساس الطالب بالعمارة التراثية, من خلال استخدام الإبداع كأداة ربط بين قيم التراث وأساليب الحداثة وبعد دراسة أنماط الأفنية والحدائق العربية يمكن القول أنه ينبغي عند تصميم أو إعادة صياغة الفراغات الحضرية المعاصرة بالمدن العربية مراعاة عوامل أساسية الأحتفاظ بالموروث الثقافي والفني والتقني, وتوفير القدر المناسب من التظليل ودرجات الخصوصية ومراعاة الاعتبارات البيئية المختلفة.

أهداف إنشائية :

- القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة و توزيع عناصره الإنشائية على المخططات مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري .

- العمل على توظيف كافة المعلومات المكتسبة أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من اجل الوصول إلى مشروع متكامل .

– التعرف على نماذج و طرق إنشائية جديدة لم تكتسب خلال الدراسة و معرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة .

1-3 مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمعهد تعليمي ، الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور وجدران القص ....الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه , ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها , مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ , ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها , لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

1-4 أسباب اختيار المشروع:

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم الإنشائي لمختلف العناصر في المباني، وخاصة المباني المهمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث, بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه معهد تعليمي، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي :

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع :

– التأكيد على أهمية و دور المعهد التعليمي في أنشاء قاعدة علمية وعملية لدى الطلاب .

– الحاجة لتوفير بناء متكامل تتوفر فيه كافة الاحتياجات التي يستحقها الطلبة ، و تخدمه في جميع نواحي حياته .

الأسباب الشخصية :

– رغبة فريق العمل في أن يكون المشروع إنشائيا .

– الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة ، و تطبيق ذلك فعليا على هذا المشروع و ما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة ،و تصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها.

– اكتساب الخبرة و المهارة في إعداد المخططات التنفيذية المختلفة مع مراعاة متطلبات السوق المحلي .

1-5 حدود مشكلة المشروع:

يقتصر العمل في هذا المشروع على الناحية الإنشائية ، حيث سيتم العمل خلال الفصل من السنة الدراسية 2020\2021 من خلال مشروع التخرج.

1-6 المسلمات:

1-اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-19).

2-استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs).

3-برامج أخرى مثل (AutoCAD 20, Microsoft office Word & Power Point).

1-7 فصول المشروع:

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة.

الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس : النتائج والتوصيات.

1-8 إجراءات المشروع:

1- دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع واختيار النظام الإنشائي الملائم.

2- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور وبلاطات الأسقف بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3- تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال.

4- تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

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

1-9 الجدول الزمني للمشروع:

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الاول للسنة الدراسية 2020-2021

الأسابيع / النشاط	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة وأنواع العقدات																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

الفصل الثاني - 2 -

الوصف المعماري

2-1 المقدمة

2-2 لمحة عامة عن المشروع

2-3 موقع المشروع

2-4 وصف المساقط الأفقية

2-5 الواجهات

2-6 المقاطع الطولية

2-7 وصف الحركة و المداخل

2-8 المداخل

2-1 المقدمة:

تعرف الهندسة المعمارية بأنّها فن وتقنيات التصميم والبناء، والهدف منها هو المزج بين المتطلبات العملية والجمالية للبناء، ولا يمكن الفصل بين تلك المتطلبات في عمل المهندس المعماري، رغم أنّه يمكن ترجيح كفة أحد الشقين على الآخر وفقاً لطبيعة المجتمع والمكان وعلاقة البناء بجوانب الحياة اليومية.

عمل المهندس المعماري يبدأ من تصوّر وتصميم البناء، بالاعتماد على المعطيات الحضاريّة والتّقنية والاقتصاديّة والاجتماعيّة والقانونيّة التي تختص بكل دولة.

يتمثّل عمل المهندس المعماري في عمليّة إبداعية ترتكز أساساً على أبعاد جماليّة تطوّع لها حلول تقنية هندسيّة ملائمة، إضافة إلى اهتمامه بترميم البناءات القديمة وصيانة التّراث المعماري.

للقيام بأي عمل لا بد ان يتم بمراحل عده حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي مبنى لا بد من تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الانشائية)، ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المبنى، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة اذ يجري التوزيع الاولي لمرافقه لتحقيق الفراغات والابعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الانارة والتهوية والعزل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

2-2 لمحة عامة عن المشروع:

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى تعليمي ، الأمر الذي يساعد في تطور مدينة الخليل وتطوير مهارات الطلبة على المستوى العلمي بحيث يلبي جميع احتياجات الطلبة ، والتي يوفرها المعهد التعليمي من كافتيريات وحمامات وقاعات تدريس ومكاتب مدرسين ومسرح ومشاغل هندسية واماكن للنشاطات الطلابية وكراج سيارات وغيرها من المستلزمات الأخرى.

المعهد التعليمي معد ومصمم بحيث يسهل التنقل والحركة بين أقسام المبنى و تحقق الراحة للطلبة وللعاملين, ويتكون المبنى من أربعة طوابق تسوية وطابق ارضي والطابق الأول, وتبلغ المساحة الإجمالية (9060.04) متر مربع وقطعة أرض تشكل نمط الأفنية والحدائق العربية التي تساعد على الاحتفاظ بالموروث الثقافي والفني والتقني, والشكل (2-1) يبين الموقع العام للمبنى.

الشكل(2-1) الموقع العام

2-3 موقع المشروع:

تقع قطعة الأرض في فلسطين, في الضفة الغربية في محافظة الخليل, بمساحة تقدر 18 دونم, تبعد عن مركز المدينة مسافة 2600م, وعن دوار التحرير 750 م وعن سدة الفحص 2900 م.

الشكل(2-2) موقع قطعة الأرض

2-3-1 أهمية الموقع:

هنالك عدة اسس ومعايير تساعد على وضع واختيار القرار المناسب لاختيار قطعة الارض للمشروع , حيث ان ذلك يوفر التكامل في الخدمات التابعة للمشروع والتوافق مع الطابع والنسيج الحضاري.

نرى هنا عدة نقاط مهمة في اختيار قطعة الارض للتصميم المقترح لـ معهد الحفاظ المعماري :

1.جغرافية الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .

2.شبكة المواصلات : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.

3.الغطاء النباتي : هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .

4.أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجارية ،صناعية ، سكنية، أم خدماتية ...الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

2-3-2 المناخ:

مدينة الخليل تمتاز بسقوط سنوي للثلوج فيها بسبب الارتفاع الكبير لها عن مستوى سطح البحر البالغ 930 متر.

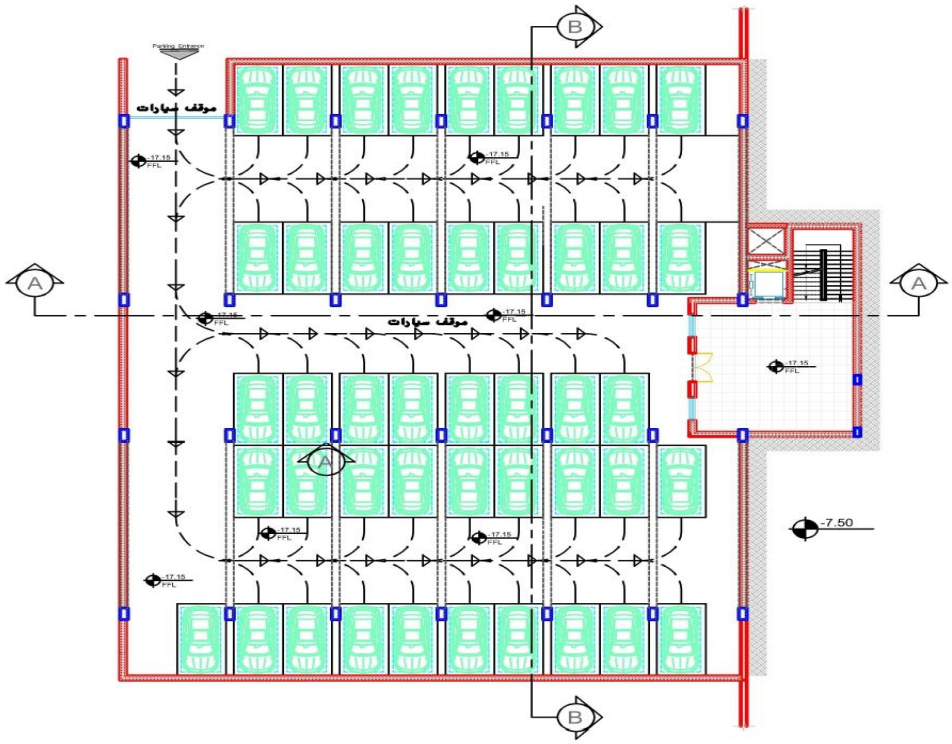
مناخ المدينة هو مناخ معتدل، حيث يكون الشتاء فيها باردًا وماطرًا، ومن أكثر الأشهر برودة هو شهر كانون الثاني حيث تصل درجة الحرارة فيه إلى 3.9 درجة مئوية، أمّا في فصل الصيف فيكون الطقس جافًا وحارًا، ويعدُّ شهر تموز وشهر آب من أشد الأشهر حرارة في السنة حيث تصل درجة الحرارة إلى 28.9 درجة مئوية، ويبدأ فصل الربيع في أواخر شهر آذار وبداية شهر نيسان, تتأثر بالجبهات القادمة من اوروبا ويقدر معدل الامطار بها 589 ملمتر مكعب كل سنة , وتهب الرياح على المدينة من الناحية الجنوبية الغربية حيث يصل اعلى معدل لسرعة الرياح في الشتاء من 80-63 كم في الساعة .

2-4 وصف المساقط الأفقية:

يتكون المبنى من أربعة طوابق تسوية وطابق ارضي والطابق الأول, وتبلغ المساحة الإجمالية (9060.04) متر مربع, ويتميز باختلاف المناسيب العديدة والتراجعات في المبنى , إذ انه يقع على انحدار انسجاماً مع طبوغرافية الأرض.

2-4-1 طابق التسوية 4:

طابق التسوية 4 بمنسوب (17.15- م) بمساحة (1505 م^2) , يحتوي على درج ومصعد يستخدم للتنقل بين الطوابق, والمساحة المتبقية تحتوي على مواقف وممرات للسيارات كما هو موضح بالصورة .

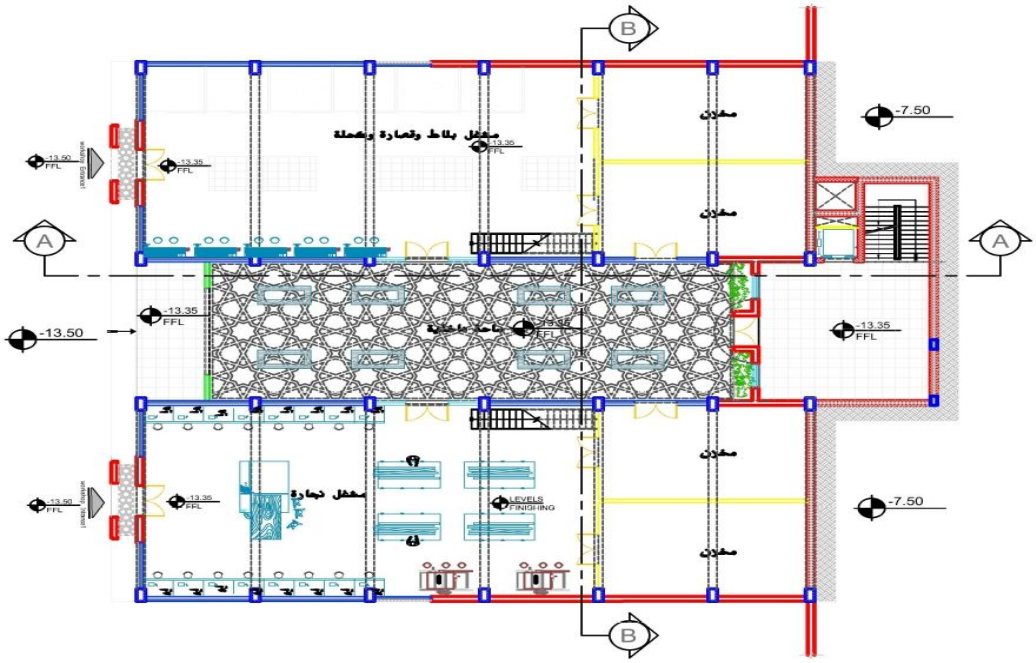


الشكل(2-3) مسقط طابق التسوية 4

2-4-2 طابق التسوية 3:

2-4-2-1 طابق التسوية 3-1:

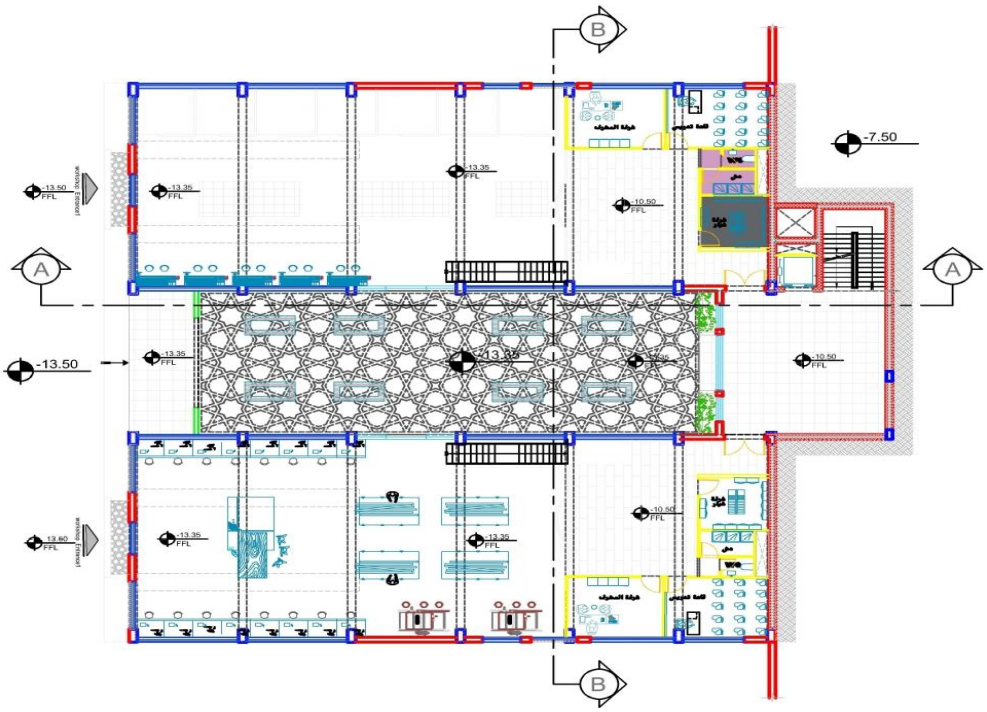
طابق التسوية 3-1 بمنسوب (13.35- م) بمساحة (1245.7 م^2) , يحتوي على درج ومصعد يستخدم للتنقل بين الطوابق, ويحتوي على مشاغل ومكاتب مدرسين وقاعات تدريس وخدمات صحية.



الشكل(2-4) مسقط طابق التسوية 3-1

2-4-2-2 طابق التسوية 3-2:

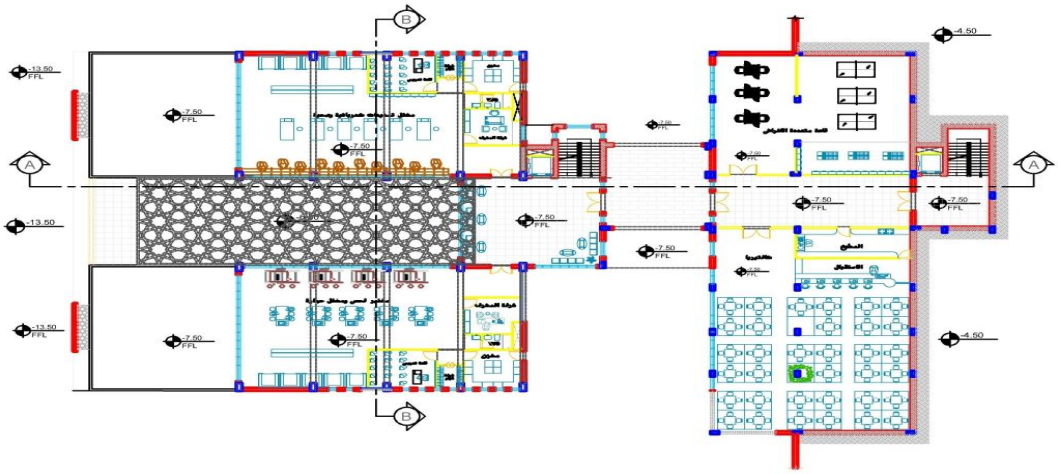
طابق التسوية 3-2 بمنسوب (10.50- م) بمساحة (427.1 م^2) , يحتوي على درج ومصعد يستخدم للتنقل بين الطوابق, ويحتوي على مكاتب مدرسين وقاعات تدريس وخدمات صحية.



الشكل(2-5) مسقط طابق التسوية 3-2

2-4-3 طابق التسوية 2:

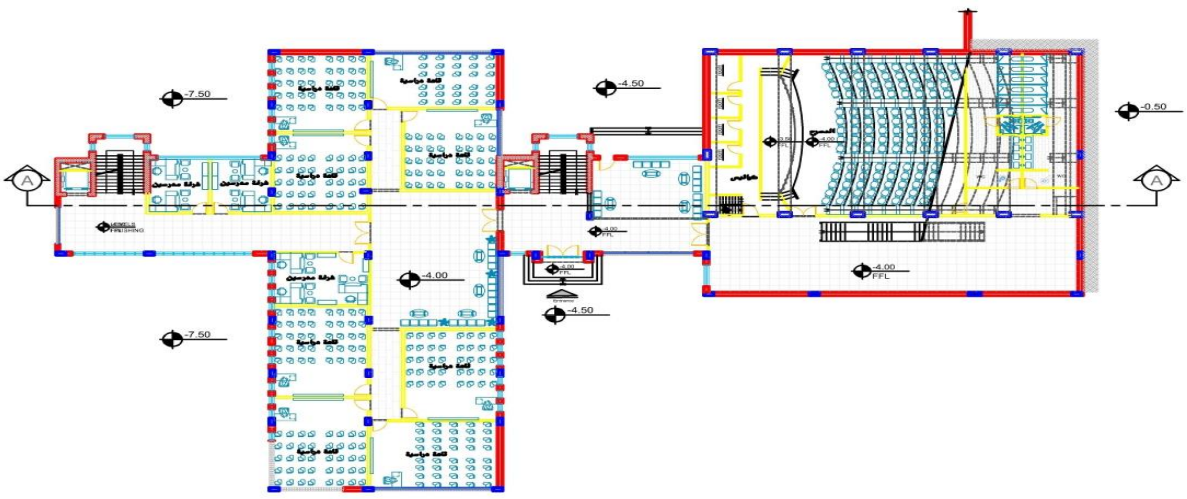
طابق التسوية 2 بمنسوب (7.50- م) بمساحة (1410.94 م^2) , يحتوي على درج(2) ومصعد(2), يستخدم للتنقل بين الطوابق, ويحتوي على مكاتب مدرسين وقاعات تدريس ومشاغل هندسية والكافتيريا والمطبخ, وقاعة متعددة الأغراض وخدمات صحية.



الشكل(2-6) مسقط طابق التسوية 2

2-4-4 طابق التسوية 1:

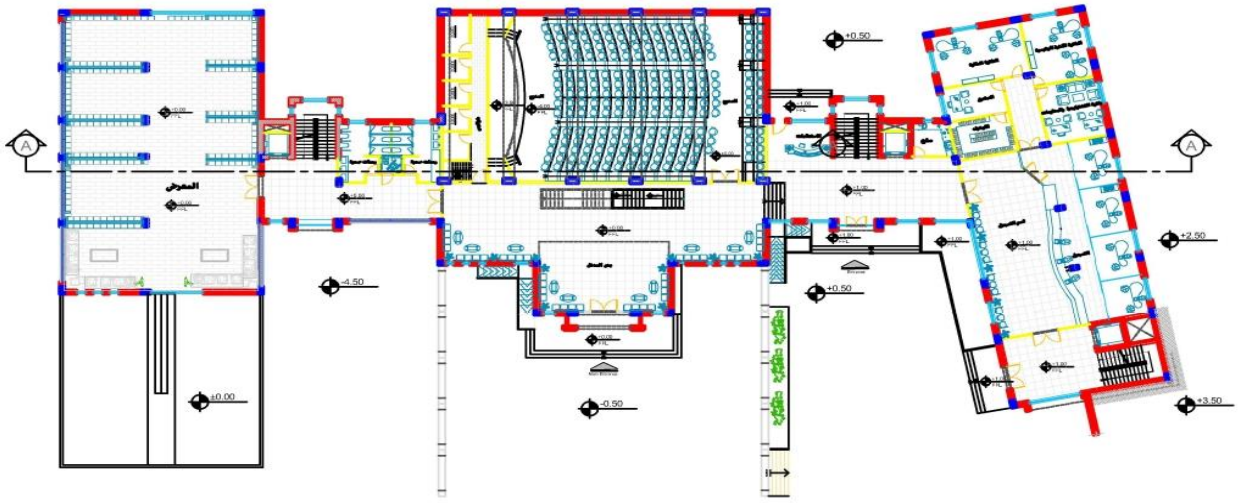
طابق التسوية 1 بمنسوب (4.00- م) بمساحة (1430 م^2) , يحتوي على درج(2) ومصعد(2) , يستخدم للتنقل بين الطوابق, والممرات ويحتوي على مكاتب مدرسين وقاعات تدريس, والمسرح ودرج خاص للمسرح وبهو, واماكن جلوس وخدمات صحية.



الشكل(2-7) مسقط طابق التسوية 1

2-4-5 الطابق الأرضي:

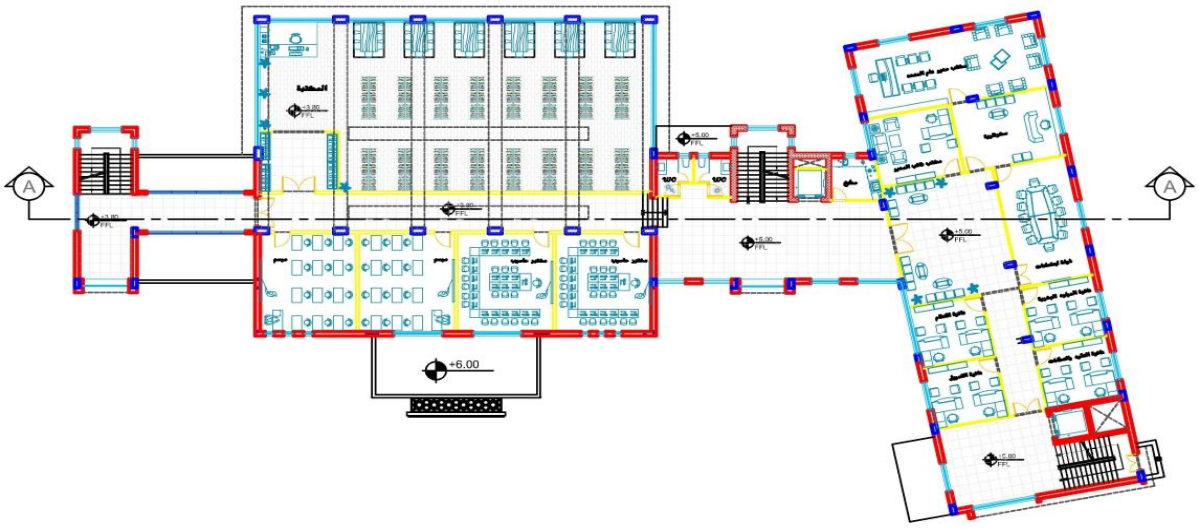
الطابق الأرضي بمنسوب (0.00+ م) وينتقل الى منسوب اخر (1.00+ م) بواسطة درج داخلي بينهما, بمساحة (1664 م^2) , يحتوي على درج(3) ومصعد(3) يستخدم للتنقل بين الطوابق, والممرات ويحتوي على المعرض وعلى مدخل علوي للمسرح , مدخل رئيسي للمبنى , قسم التسجيل للطلاب , والدوائر الإدارية للمعهد , خدمات عامة والخدمات الصحية.



الشكل(2-8) مسقط الطابق الأرضي

2-4-6 الطابق الأول:

الطابق الأول بمنسوب (3.80+ م) وينتقل الى منسوب اخر (5.00+ م) بواسطة درج داخلي بينهما, بمساحة (1377.3 م^2) , يحتوي على درج(3) ومصعد(2) يستخدم للتنقل بين الطوابق, والممرات ويحتوي على المكتبة وعلى مختبرات حاسوب وقاعات تدريس ويحتوي على الإدارة ومكاتب الموظفين, والدوائر الإدارية للمعهد , وخدمات عامة والخدمات الصحية.



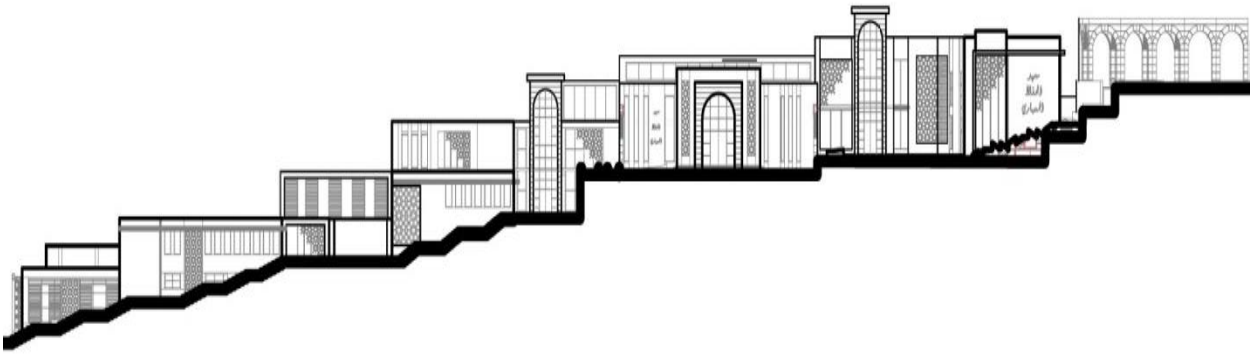
الشكل(2-9) مسقط الطابق الأول

2-5 الواجهات:

إنّ المهندس المعماري يهتم بالواجهات بشكل كبير فهو بذلك يرسل رسالة بابداعه وفنه إلى الأشخاص الذين لا يدخلون المبنى، و يرونه من الخارج فقط ، ويعمد المعماري الى خلق توازن مقبول بين الواجهات و طبيعة المبنى واستخداماته، لذا كان لزاماً عليه مراعاة كل تفصيلة من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات، تفاوت المناسيب والتراجعات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

2-5-1 الواجهة الجنوبية:

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمبنى و فيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى والمداخل الاخرى، يلاحظ الناظر الى هذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها وحسب طبوغرافية الأرض، تعدد أنظمة الفتحات الطولية المستخدمة واستخدام أنواع الحجر,واستخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والالمنيوم حيث اضفى على هذه الواجهة جمالا , ويساهم في توفير اضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى .



الشكل(2-10) الواجهة الجنوبية

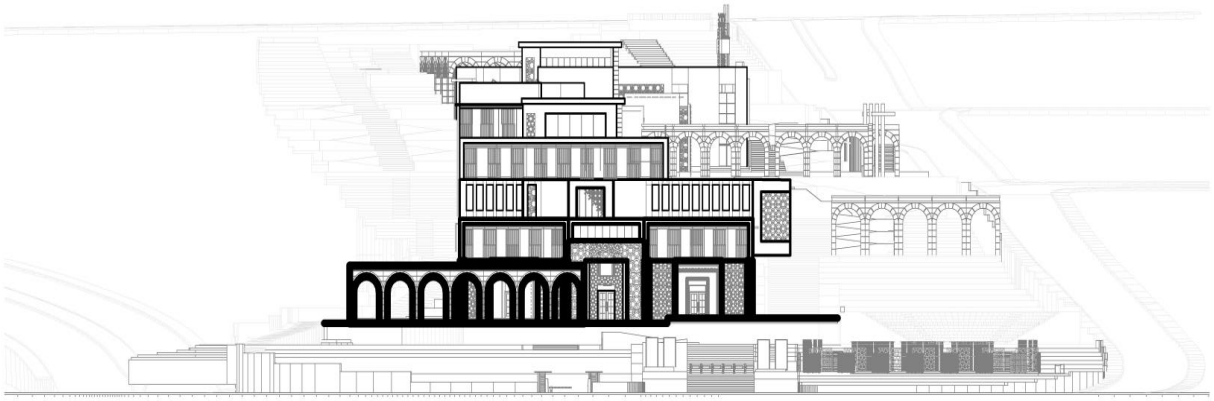
2-5-2 الواجهة الشمالية:

تعد هذه الواجهة الواجهة الخلفية للمبنى وفيها يظهر مدخل مواقف السيارات الداخلي للمبنى والمداخل الأخرى التي تقود الى داخل المبنى لسهولة الدخول والخروج, يلاحظ اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها وحسب طبوغرافية الأرض, يظهر فيها ايضا توزيع الكتل الفراغية بشكل حضاري جميل.

الشكل(2-11) الواجهة الشمالية

2-5-3 الواجهة الغربية:

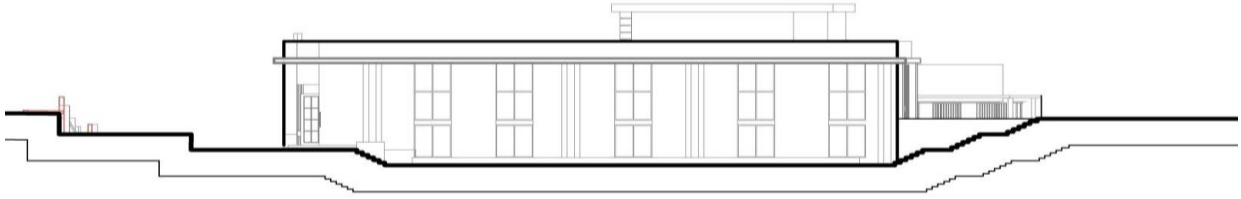
تظهر في هذه الواجهة جميع الطوابق ما عدا التسوية 4 موقف السيارات الداخلي, ويظهر المدخل الرئيسي من الجهة الغربية للمبنى والمداخل الفرعية الاخرى, ويظهر اختلاف مناسيب الطوابق والتباعد.



الشكل(2-12) الواجهة الغربية

2-5-4 الواجهة الشرقية:

يظهر في هذه الواجهة الطابق الأرضي والطابق الأول للمبنى, والمدخل الفرعي للطابق الأول, والتوزيع المتناسق للكتل الفراغية واستعمال الكتل الزجاجية هذا اعطى مظهر جمالي على الواجهة .

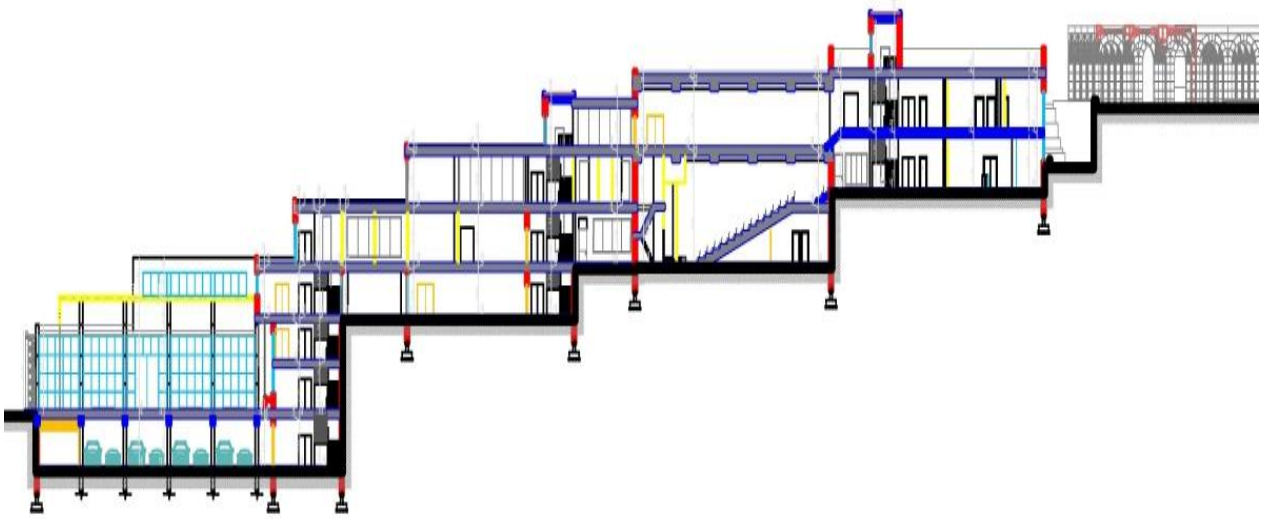


الشكل(2-13) الواجهة الشرقية

6-2 المقاطع الطولية:

1-6-2 المقطع (A-A):

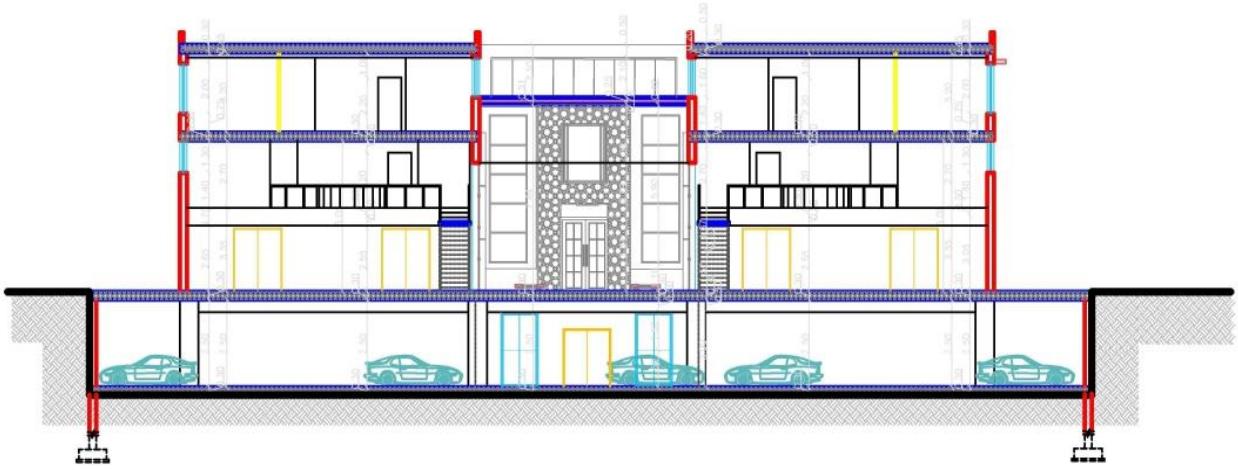
يظهر في هذا المقطع مواقف السيارات الداخلية, ومكرر الدرج لتنقل بين الطوابق, ويظهر ارتفاعات الطوابق وتغير المناسيب الداخلية للطابق الواحد, ويظهر المدرج الخاص للمسرح.



الشكل(2-14) المقطع A-A

2-6-2 المقطع (B-B):

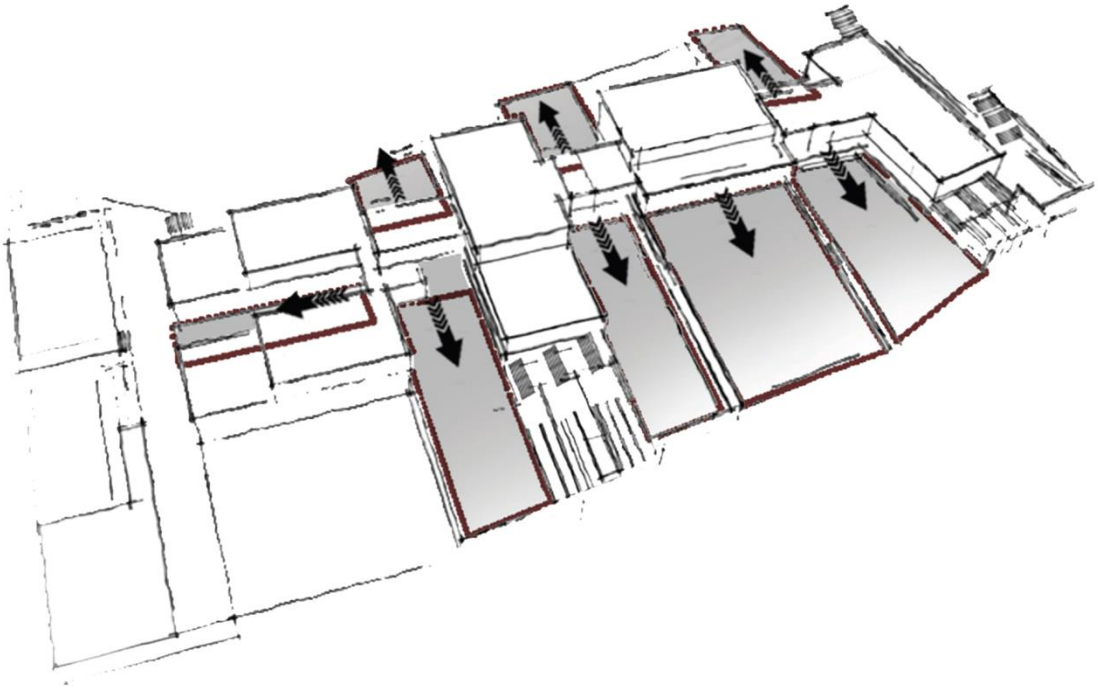
يظهر في هذا المقطع موقف السيارات في التسوية 4, ويظهر المدخل الغربي الرئيسي للمبنى , ومقاطع الأبواب وارتفاعات الطوابق.



الشكل(2-14) المقطع B-B

2-7 وصف الحركة والمداخل:

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المبنى وداخليا بالحركة الأفقية والعمودية ، الشكل(2-15) يبين سلاسة الحركة خارج المبنى وتعدد الطرق الموصلة إليه, أما بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممرات بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج المختلفة .



الشكل(2-15) الحركة والمداخل

2-8 المداخل:

يحتوي المشروع على:

1- المدخل الغربي الرئيسي بالإضافة إلى مدخلين فرعيين وصولاً للمشاغل الهندسية.

2-المدخل الجنوبي الرئيسي بالاضافة إلى ثلاثة مداخل فرعية من الجنوب لكلاً منهم منسوب مختلف.

3- ثلاثة مداخل فرعية من الجانب الشمالي للمبنى لكلاً منهم منسوب مختلف لسهولة الدخول والخروج.

4-مدخل خاص من الجانب الشرقي للطابق الأول للموظفين والإدارين.

5-المدخل الشمالي لمواقف السيارات داخل المبنى لدخول وخروج المركبات.

الفصل الثالث - 3 -

الوصف الإنشائي

3-1 المقدمة

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي

3-3 مراحل التصميم الإنشائي

3-4 الأحمال

3-5 الاختبارات العملية

3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع

3-7 فواصل التمدد

3-8 برامج الحاسوب

3-1 المقدمة:

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

كما يتطلب التصميم الإنشائي للمبنى واختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمناً، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي:

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ، ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل ، رياح ، ثلوج ، وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فان التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي.

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI)

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على : -

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

3-3 مراحل التصميم الإنشائي:

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

1- المرحلة الأولى:

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 والتصاميم الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

3-4 الأحمال:

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ و يتم تصميم المنشأ لتتحملها , حيث أن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة ، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه .

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

3-4-1 الأحمال الميتة:

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسية التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة كالبلاط والمونة الاسمنتية والخرسانة المسلحة ومن 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.

#	المادة Material	الكثافة النوعية Quality Density (KN/m^3)
1	Tiles (البلاط)	23
2	Mortar (المونة الأسمنتية)	22
3	Sand (الرمل)	17
4	Reinforcement Concrete (الخرسانة المسلحة)	25
5	Hollow Block (الطوب الخرساني المفرغ للعقدات بسماكة 24 سم)	10
6	Plaster (القصارة)	22

جدول(3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

بالإضافة الى الحمل الميت الناتج من القواطع ويقدر بـ (Partition load) =2 KN/m^2

3-4-2 الأحمال الحية:

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

نوع المبنى	الاحمال الحية (KN/m^2)
المشاغل وقاعات التدريب	5
قاعات التدريس	3.5
المكاتب	3
المسرح (مقاعد ثابتة)	4
الكافتيريا	3
الممرات والمداخل والادراج (معرض للازدحام)	4
الحمامات	2
المكتبة(تكديس الكتب والمطالعة)	4.5
قاعات التجمع والمسارح دون مقاعد ثابتة	5
ارضيات المتاحف وصالات عرض الفنون	4
غرف المحركات شامل وزن الماكينات	7.5
المنصات في الكليات	5

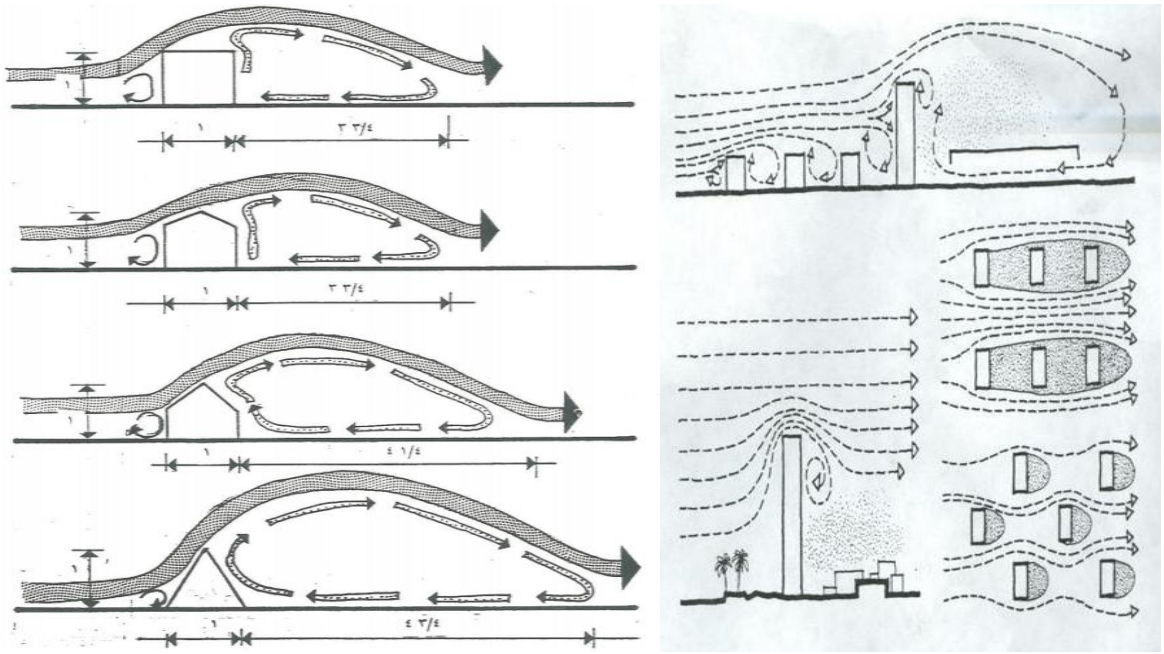
جدول(3-2) الأحمال الحية لعناصر المبنى

3-4-3 الأحمال البيئية:

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية، وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة،وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار والموقع .

3-4-3-1 أحمال الرياح (Wind Loads):

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الاخرى.



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

3-4-3-2 أحمال الثلوج (Snow Loads):

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر وعلى شكل السقف، ويتم تحديدها باستخدام كودات البناء المختلفة، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المُنشأ عن سطح البحر وزاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ، و الجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) (بالمتر)	احمال الثلوج (KN/m^2)
250 > h	**0**
500 > h > 250	**(h-250)/1000**
1500 > h > 500	**(h-400) / 400**

جدول(3-3) أحمال الثلوج حسب الإرتفاع عن سطح البحر

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (925 م) وتبعاً للبند الثاني تم حساب أحمال الثلوج كالاتي:

$$s.l = \frac{h - 400}{400}$$

$$s.l = \frac{925 - 400}{400}$$

$$s.l = 1.31(\frac{KN}{m^2})$$

3-3-4-3 أحمال الزلازل (Earthquake Loads):

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،والتي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار 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 والنواحي الجمالية للمنشأ.

3-5 الاختبارات العملية:

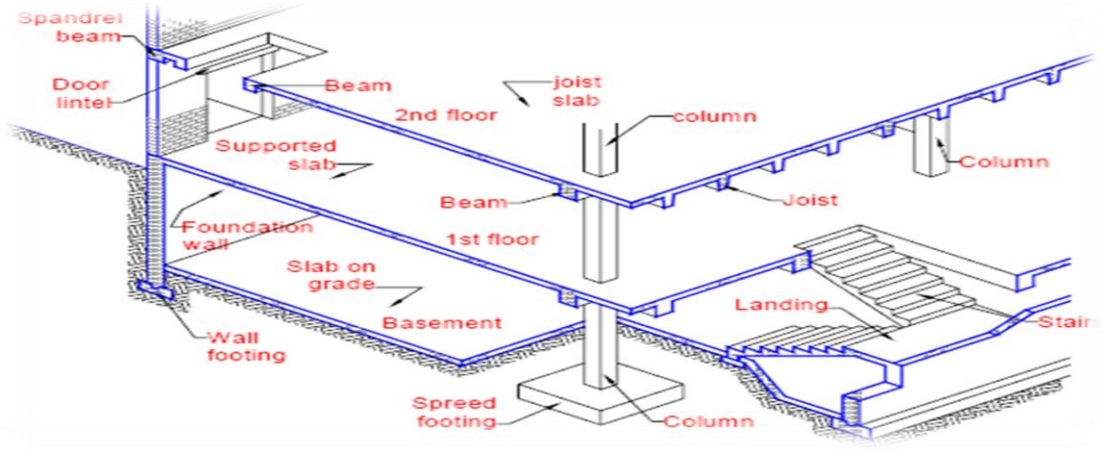
يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويقصد بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة اللازمة لتصميم أساسات المبنى ومن هذه الخطوة يمكن اعتماد نوع الاساس الذي سيتم استخدامه للمبنى.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمشروع:

يتكون المبنى من عناصر إنشائية مختلفة وإتحاد هذه العناصر وإتصالها مع بعضها البعض يجعل المبنى يعمل كوحدة واحدة تتشارك جميع أجزاءه في مقاومة الأحمال المتعرض لها المبنى و يمكن تصميم أجزاء معينة من المبنى بحيث تقاوم أحمال معينة دون غيرها كل ذلك يرجع الى كيفية التوصيل بين نقاط الإتصال بين العناصر الإنشائية, ومن أهم هذه العناصر:

- الأساسات (Foundations)
- الأعمدة (Columns)
- الجسور (Beams)
- العقدات (Slabs)
- جدران القص (Shear walls)
- الأدراج (Stairs)
- فواصل التمدد (Expansion joints)

والشكل التالي يوضح بعض العناصر الإنشائية للمبنى:



الشكل (3-2) بعض العناصر الإنشائية للمبنى

3-6-1 العقدات (Slabs) :

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

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

3-6-1-1 البلاطات المصمتة (Solid Slabs):

- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)
- العقدات المصمتة ذات الإتجاهين (Two way solid slab)

حيث تم استخدام العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

3-6-1-2 البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs):

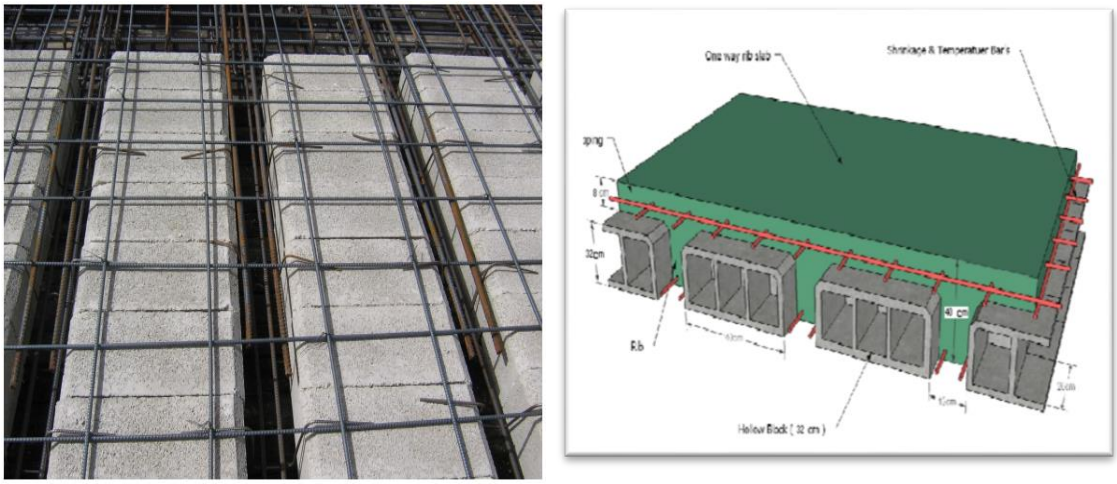
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)

حيث تم استخدام عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد.

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من 6 الى 7 متر , أما عقدات العصب ذات الاتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً, و في التصميم الانشائي لهذا المشروع تم استخدام ذات الاتجاه الواحد من العقدات المصمته و استخدام عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد.

3-1-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slabs):

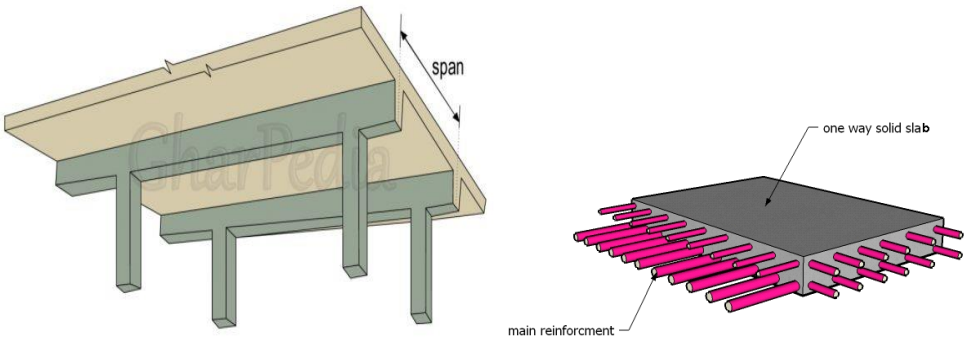
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3). وتتميز بخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (3-3) عقدة عصب ذات الاتجاه الواحد

3-1-6-4 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slabs):

بلاطات تكون محمولة على مجموعة من الجسور (الاتجاه الطولي أكبر من أو يساوي ضعف الاتجاه العرضي), وفي هذه الحالة ينتقل معظم الاحمال إلى الجسور عن طريق البحر الأصغر للبلاطة ويكون التسليح الرئيسي للبلاطة في اتجاه البحر الأصغر، ويوضع حديد تسليح ثانوي في الاتجاه الطويل والشكل (3-4) يوضح العقدة المصمته ذات اتجاه واحد .



الشكل (3-4) عقدة مصمته ذات الاتجاه الواحد

3-6-2 الجسور (Beams):

هي أحدى العناصر الإنشائية التي تستند عليها العقدات وتستند الجسور على الأعمدة في نقاط الإتصال بحيث يتكامل النظام الهيكلي في نقل الأحمال حيث تنتقل الأحمال من العقدات ومنها الى الجسور ثم الى الأعمدة وتنتقل منها إلى الأساسات ثم إلى التربة.

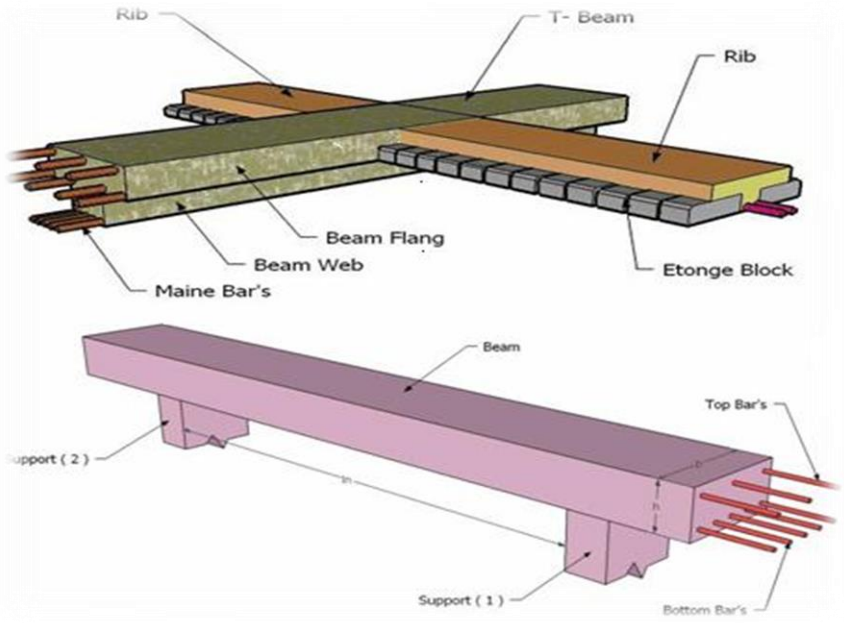
- الجسور حسب الإسناد: الجسور البسيطة (Simply Supported),الجسور المستمرة (Continuous Beam), (Cantilever Beam) .

- تقسم ايضاً إلى:

1- جسور مسحورة (Hidden Beam)، وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.

2- جسور ساقطة (Dropped Beam)، وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة, ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي وتسمى L-section أو T-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

3-6-3 الأعمدة (Columns):

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

1- الأعمدة القصيرة (short column)

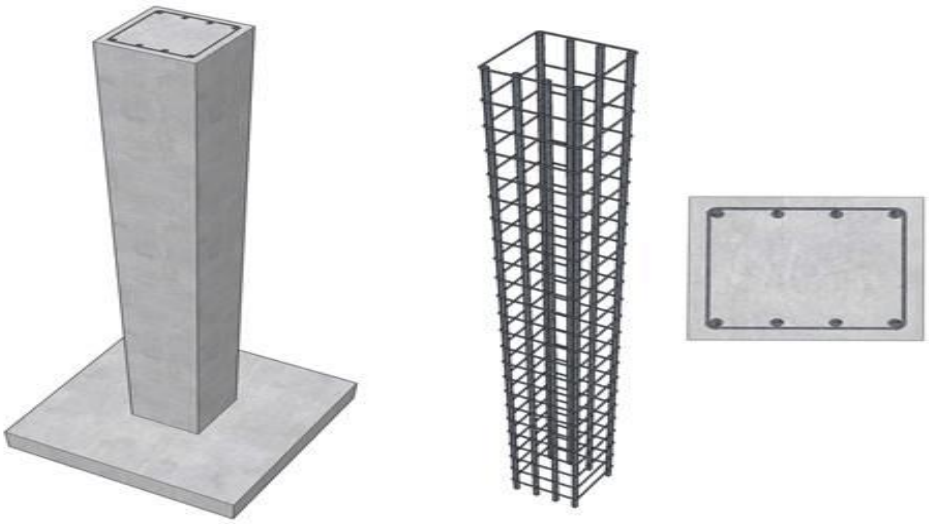
2- الأعمدة الطويلة (long column)

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم الى ثلاث انواع وهي :

- المستطيلة , المربعة

- الدائرية

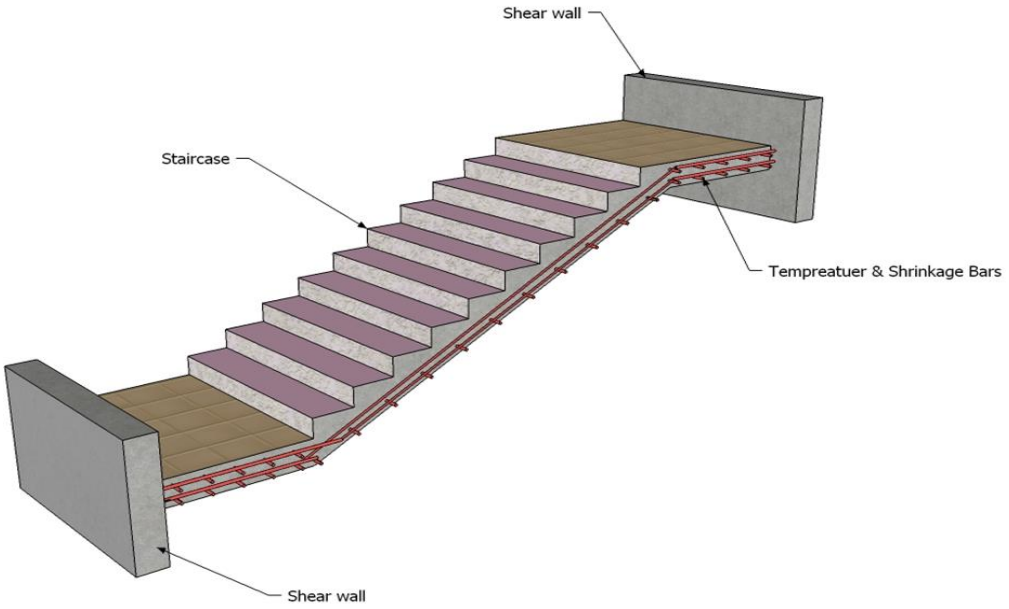
تم استخدام المستطيل حيث كانت ابعادهم (30x60) سم و (40x80) سم، وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية.



الشكل (3-6) الأعمدة المستخدمة

3-6-4 الأدراج (Stairs):

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو للانتقال العامودي بين الطوابق، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل.

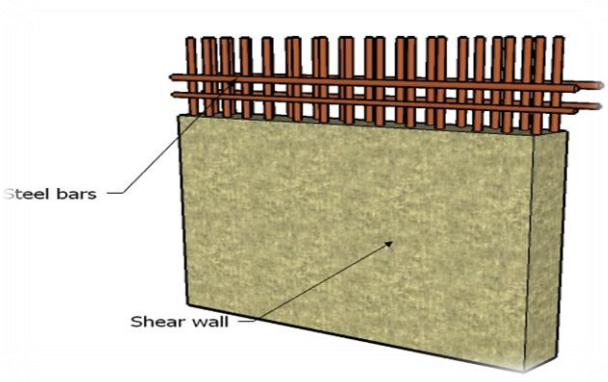


الشكل (3-7) مقطع درج

3-6-5 جدران القص (Shear Wall):

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 (3-8) يبين جدار قص مسلح الشكل.

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصل القادم , وتتمثل هذه الجدران , بجدران بيت الدرج , وجدران المصاعد , والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (3-8) جدارن القص

3-6-6 الأساسات (foundations):

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:-

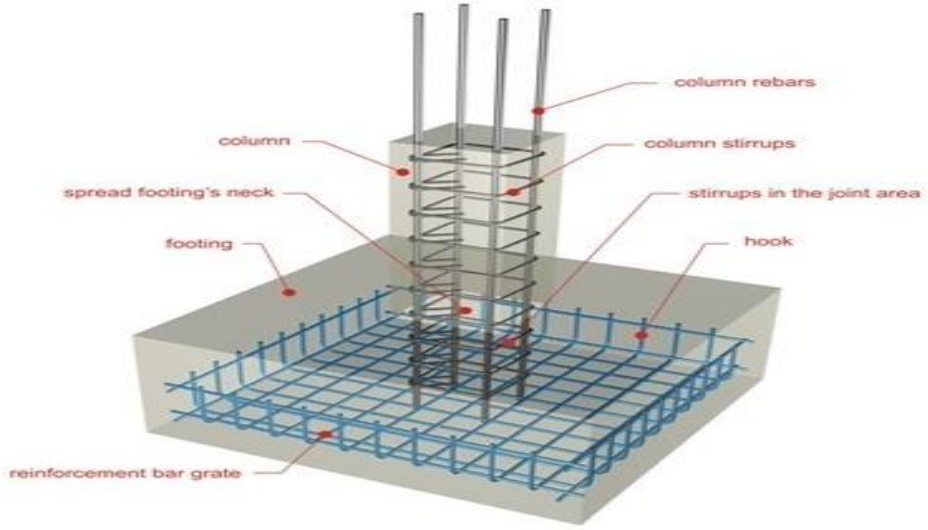
1- أساسات منفصلة (Isolated Foundation)
2- أساسات مزدوجة (Combined Foundation)
3- أساسات شريطية (Strip Foundation)
4- أساسات البلاطة (Mat Foundation)

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض , ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ,فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى .

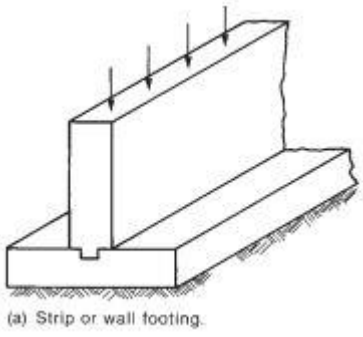
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات , وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة , ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون اساسات لقواعد شريطية,أو اساسات لقواعد منفصلة,أو اساسات لبشة او حصيرة.

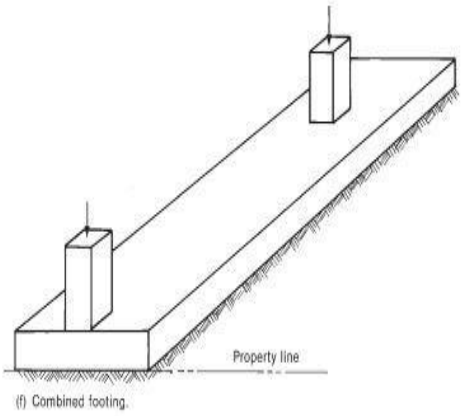
وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى, أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation) حيث يتم اللجوء اليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء الى اختراق التربة الى اعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.



الشكل (3-9) قواعد منفصلة



الشكل (3-11) قواعد شريطية



الشكل (3-10) قواعد مشتركة

3-6-7 الجدران الإستنادية:

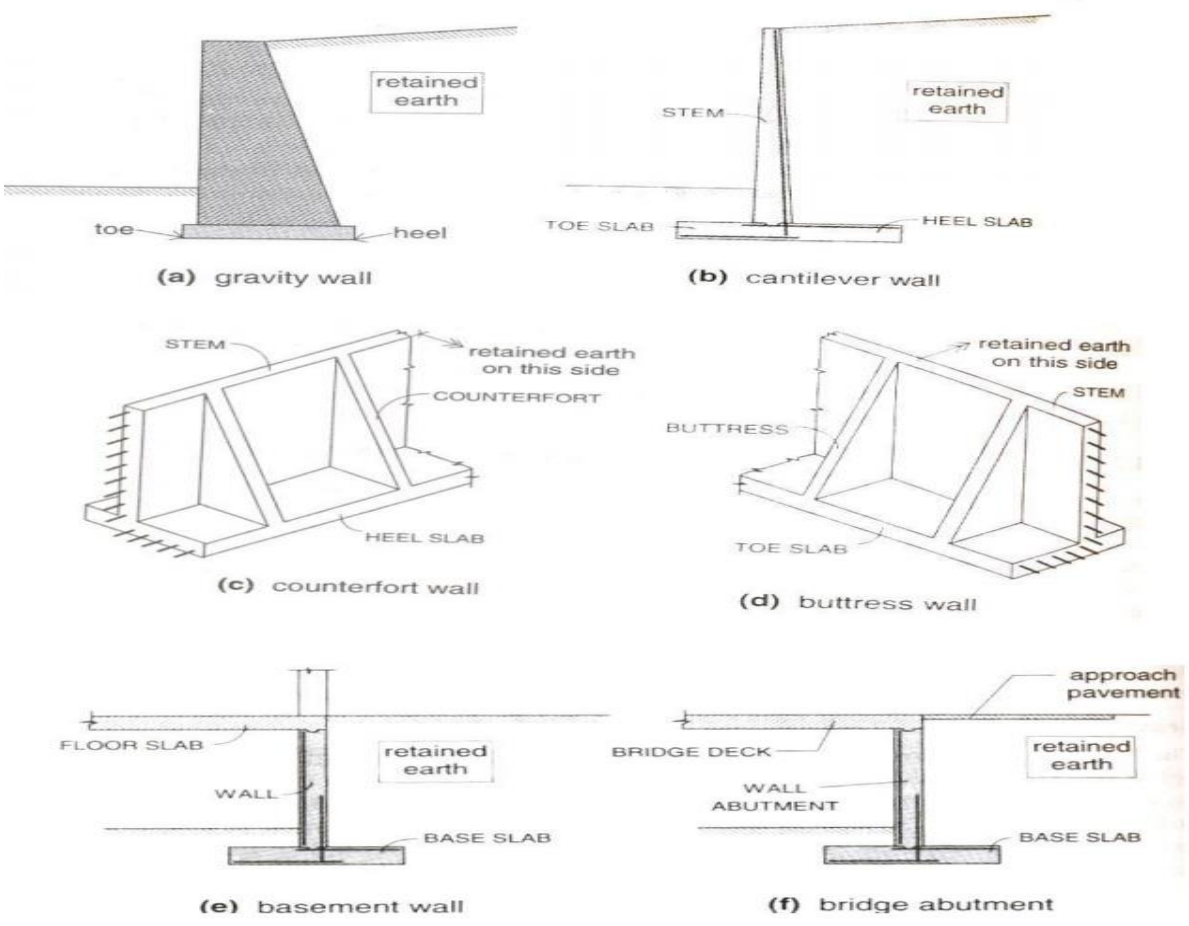
تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .وبسبب وجود بئر ماء تحت المبنى كان لا بد من استخدام جدران استنادية. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر . وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

جدران الجاذبية (gravity walls)

الجدران الكابولية (cantilever walls)

جدران مدعمة (braced walls)

سيتم استخدام جدران ال (Basement Walls) نظرا لوجود العديد من المناسيب المتغيرة في المبنى الواقع على انحدار انسجاماً مع طبوغرافية الأرض.



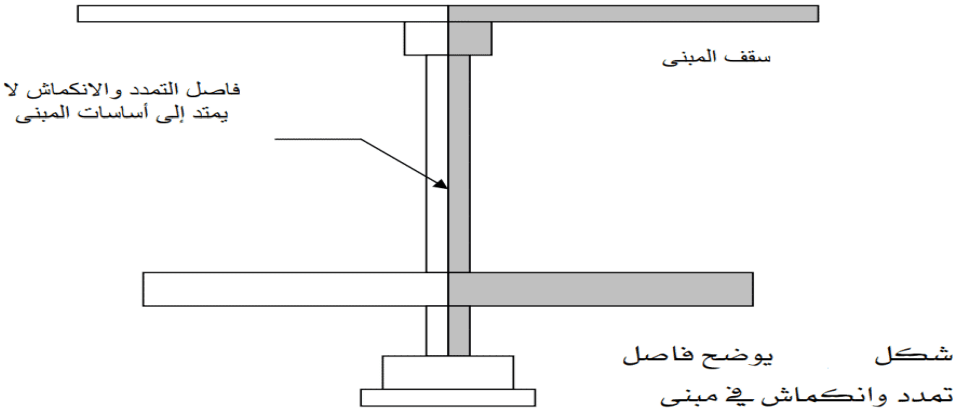
الشكل (3-12) الجدران الإستنادية

3-7 فواصل التمدد

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها، وينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها، وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

1) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
2) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
3) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
4) (28m) في المناطق الجافة.

كما لا يجب ان يقل عرض الفاصل عن 3 سم, حيث تم في هذا المشروع استخدام فاصلين تمدد بشكل عمودي.



الشكل (3-13) فاصل التمدد

3-8 برامج الحاسوب:

1. AutoCAD (2020) for Drawings Structural and Architectural
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition
3. Atir 18, SAFE,SPCLOUMN,FOUND,REVIT 20,ROBOT 20

Chapter Four -4-

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction

4.2 Materials Properties were used

4.3 Factored Load

4.4 Slab thickness calculation

4.5 Load calculation

4.6 Design of Topping

4.7 Design of Rib (R 37)

4.8 Design of beam (B 148)

4.9 Design of Column (C 18)

4.10 Design of Foundation (F 20)

4.11 Design of Shear wall (sh.w 17)

4.12 Design of Basement Wall

4.13 Design of Stairs

4.1 Introduction

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

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars.

A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components. In This Project, there are two types of slabs: solid slabs and one-way ribbed. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called "ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs.

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

4.2 Materials Properties were used

For concrete, it was used a B300 (fc’ = 30*0.8 = 24MPa) concrete compressive strength. For reinforcement steel, it is used a 420 Mpa steel yielding strength.

4.3 Factored Load

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$Q_u = 1.2\ DL + 1.6\ LL$

Service Wind LC: D + 0.6W

Service Wind LC: D + 0.75L + 0.75Lr + 0.45W

$Q_W = 1.4\ DL$

Factored Seismic LC: 0.9D + E

Service Seismic LC: 0.6D + 0.7E

4.4 Slab thickness calculation

Table (4-1) Minimum thickness, h

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-19, the minimum thickness of no prestressed beams or one-way slabs (unless deflections are computed) as follow:

The maximum span length for one end continuous (for ribs):

h min for one-end continuous = L/18.5

=660 /18.5 = 35.6 cm

The maximum span length for both ends continuous (for ribs):

h min for both-end continuous = L/21

= 597 /21 = 28.42 cm

Select Slab thickness h= 34cm with block 24 cm & Topping 10 cm.

4.5 Load calculation

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

Table (4-2) Calculation of the total dead load for one-way rib slab

D.L from	KN/m^3	δ x ɣ x b	KN/m
Tiles	23	0.03*23*0.55	0.379
Mortar	22	0.03*22*0.55	0.363
Sand	17	0.07*17*0.55	0.654
Topping	25	0.10*25*0.55	1.375
RC Rib	25	0.24*25*0.15	0.9
Hollow Block	10	0.24*10*0.40	0.96
Plaster	22	0.03*22*0.55	0.363
Partitions		2 * 0.55	1.1

Nominal Total Dead load = 6.09 KN/m of rib

Nominal Total live load = 3 * 0.55 = 1.65 KN/m of rib

4.6 Design of Topping

Topping in One way ribbed slab can be considered as a strip of 1 meter width and span of hollow block length with both end fixed in the ribs.

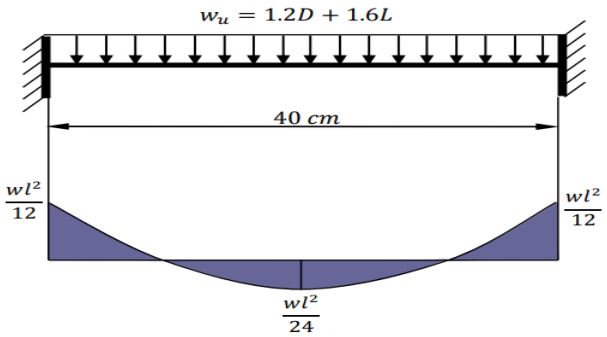


Figure (4-1) Topping Design

The calculation of the total dead load for the topping is shown below:

Table (4-3) Calculation of the total dead load on topping

D.L from	KN/m^3	δ x ɣ x 1	KN/m
Tiles	23	0.03*23	0.69
Mortar	22	0.03*22	0.66
Sand	17	0.07*17	1.19
Topping	25	0.10*25	2.5
Partitions		2	2
			7.04

W_u = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 7.04 + 1.6 * 3 = 13.248 KN/m (Total Factored Load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{13.248 * 0.40^2}{12} = 0.1766\ KN.m$$

$M_n = f_r * Sm$ (ACI 22.5.1, Equation 22-2)

$= 0.42\sqrt{f_c'} * \frac{bh^2}{6} = 0.42\sqrt{24} * \frac{1000*100^2}{6} * 10^{-6} = 3.43\ KN.m$

$\phi M_n = 0.55 * 3.43 = 1.886\ KN.m$

$\phi M_n = 1.886\ KN.m > M_u = 0.1766\ KN.m$

∴ No structural reinforcement is needed, Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement ACI 7.12.2.1 :

$\rho = 0.0018$

$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 100 = 180\ mm^2$

Try bars Φ8 = 50.3 mm^2

n = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{180}{50.3} = 3.578 \rightarrow$ n = 4 Φ8 → $A_{S\ provide}$ = 201.2 mm^2

Spacing(S) = $\frac{1000}{4}$ = 250 mm = 25 cm

The smallest of (S):

≤ 380 ($\frac{280}{fs}$) – 2.5 * C_c ≤ 380 ($\frac{280}{fs}$)

= 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}$) – 2.5* 20 ≤ 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}$)

= 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}* 420}$) – 2.5 * 20 ≤ 380 * ($\frac{280}{\frac{2}{3}* 420}$)

= 330 mm < 380 mm

≤ 3 * h = 3* 100 = 300 mm, CONTROL

≤ 450 mm

∴Use Φ8 @ 25 cm in both directions. S= 250 mm < S_{max} = 300 mm - ok

4.7 Design of Rib (37)

Section:

b = 15cm bf = 55 cm

h = 34cm Tf = 10 cm

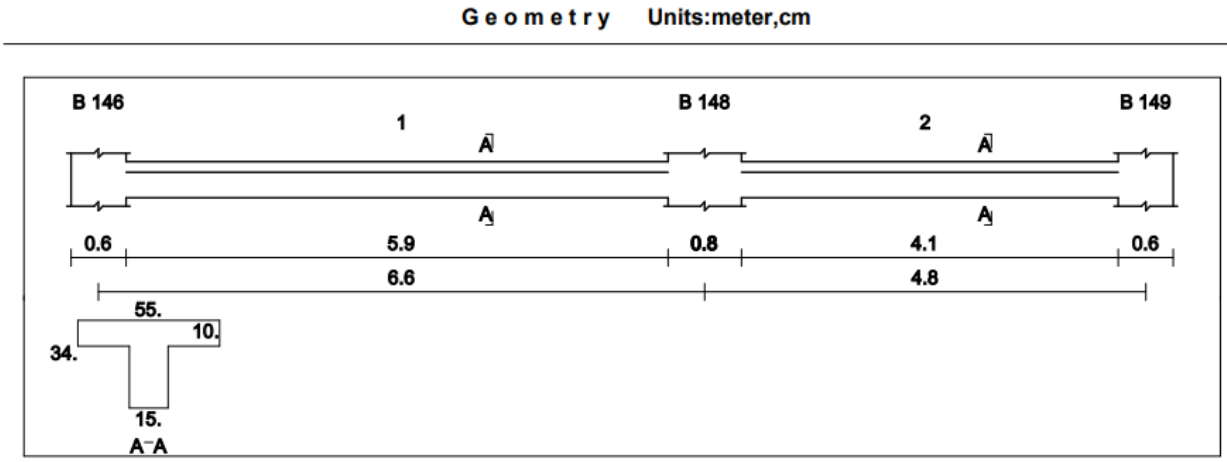


Figure (4-2) Rib 37 Geometry

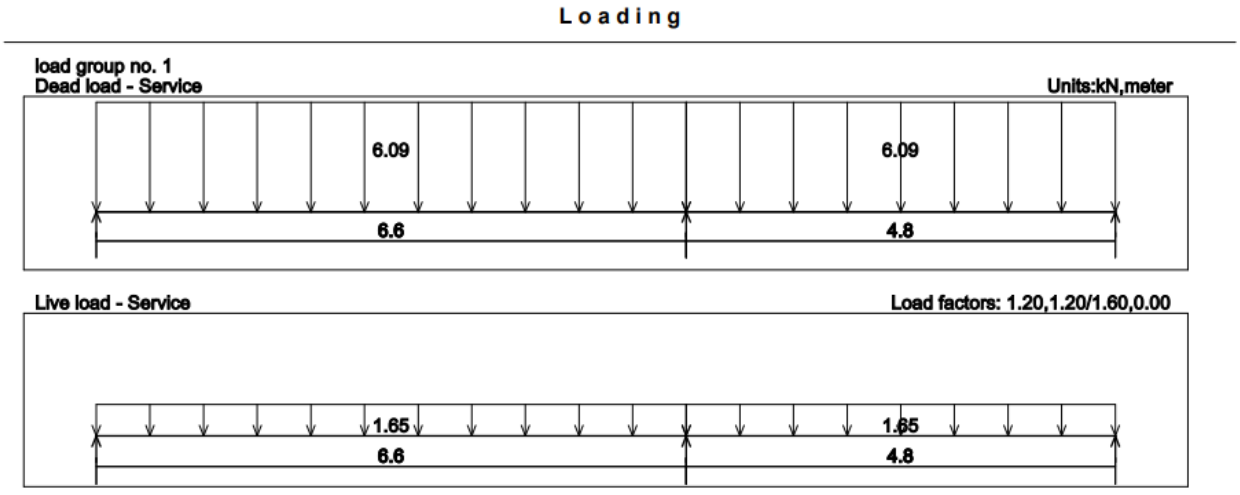


Figure (4-3) Loading Rib 37

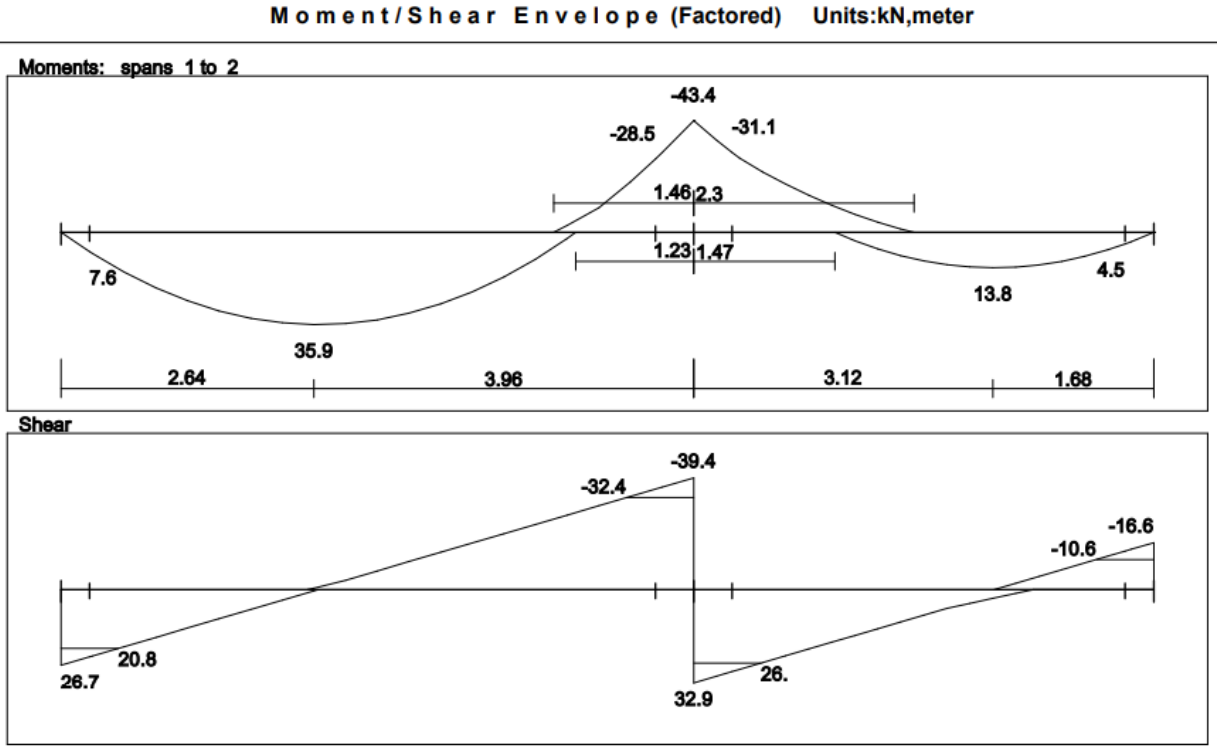


Figure (4-4) Moment & Shear Envelope for Rib 37

Long-term deflection:
- sustained loads : 100% of dead; 50% of live
- duration of load 60 months ; attachment of element at 0 months (t1)
- apply 0% of dead load after attachment (t1)

	1	2
A's	2.26	0.
As	4.02	1.50
fr = 3	Es= 200	Ec = 23
lg(m^4)=	0.00085	0.00085
Icr(m^4)=	0.00024	0.00010
Mcr =	11.72	11.72
Ma,mx,d+l=	27.74	10.28
Ma,mx,sus=	24.07	7.67
Ma,sus,t1=	21.20	6.76
le,d+l	0.00028	0.00085
le,sust	0.00031	0.00085
le,sus,t1	0.00034	0.00085
e/1+50r =	1.60	2.00
ai,d+l=	15.903	0.701
ai,sust=	12.432	0.356
ai,sus,t1=	9.897	0.314
ai,l =	L/ 1098	L/12389
(ai+at),t2-t1	L/ 255	L/ 4362

Figure (4-5) Deflections for Rib 37

Effective Flange width (be)

be For T- section is the smallest of the following:

be ≤ $400 + b_w$ = 400 +150 = 550 mm …Controlled.

≤ L Span/4 =4100/4 = 1025 mm.

≤ (16× T_f) + b_w = (16× 100) +150 =1750 mm.

Design of flexure:

Design of positive moment of rib (Rib 37)

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar / 2)

= 340 – 20 – 10 – $\frac{12}{2}$ = 304 mm

→ $M_{u\ max}$ = + 35.9 KN. m

→ $M_{nf} = 0.85\ f_c' * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$

$= 0.85 * 24 * 550 * 100 * \left(304 - \frac{100}{2}\right) * 10^{-6} = 284.988\ KN.m$

ϕM_{nf} = 0.9 *284.988 = 256.489 KN.m

→ϕM_{nf} = 256.489 KN.m > $M_{u\ max}$= 35.9 KN.m

∴ DESIGN AS RECTANGULAR SECTION WITH b=550 mm

Mu = + 35.9 KN.m

M_n = Mu /ϕ = 35.9/ 0.9 = 39.889 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.588

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{39.889*10^6}{550*(304)^2}$ = 0.78477 MPa

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.78477*20.588}{420}}\right)$ = 0.0019058

→$A_{s\ req}$ = ρ * b *d = 0.0019058* 550 * 304 = 318.665 mm^2

$As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 150 * 304 \geq \frac{1.4}{420} * 150 * 304$

= 132.97 mm^2 < 152 mm^2 …. Larger value is control.

→ $As_{\ min}$ = 152 mm^2 < $As_{\ req}$ = 318.665 mm^2, ∴ As = 318.665 mm^2 – control

2 Φ16 = 402.2 mm^2 > As_{req} = 318.665 mm^2 OK, ∴ **Use 2 Φ16**

→ Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

402.2 * 420 = 0.85 * 24 * 550 * a

a = 15.055 mm.

f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.055}{0.85}$ = 17.71 mm

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{304-17.71}{17.71}$ * 0.003 = 0.0485 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 … OK

Design of negative moment of rib (Rib 37)

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar / 2)

$= 340 - 20 - 10 - \frac{12}{2}$ = 304 mm

→ $M_{u\ max}$ = - 31.1 KN. m

M_n = Mu /ϕ = 31.1/ 0.9 = 34.55 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.588

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{34.55*10^6}{150*(304)^2}$ = 2.49 MPa

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.7432*20.588}{420}}\right)$ = 0.00634

→$A_{s\ req}$ = ρ * b *d = 0.00634* 150 * 304 = 289.226 mm^2

$As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 150 * 304 \geq \frac{1.4}{420} * 150 * 304$

= 132.97 mm^2 < 152 mm^2 …. Larger value is control.

→ As_{min} = 152 mm^2 < As_{req} = 289.226 mm^2, ∴ As = 289.226 mm^2 – control

2 Φ14 = 308 mm^2 > As_{req} = 289.226 mm^2 OK, ∴ **Use 2 Φ14**

→ Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b_w * a

308 * 420 = 0.85 * 24 * 150 * a

a = 42.274 mm.

f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{42.274}{0.85}$ = 49.73 mm

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{304-49.73}{49.73}$ * 0.003 = 0.015 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 … OK

Design of (Rib 37) for shear

The maximum shear force at the distance d from the face of support, Vu = 32.4 KN

$V_c = 1.1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$

$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 150 * 304 * 10^{-3}$ = 40.955 KN

ϕV_c = 0.75 * 40.955 = 30.716 KN

Case1: $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$

$32.4 > \frac{30.716}{2}$ =15.358 ∴ Case (1) is NOT satisfied

Case2: $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

15.358 < 32.4 ≤ 30.716 ∴ Case (2) is NOT satisfied

Case3:

Check for section dimensions:

$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C \rightarrow \frac{32.4}{0.75} - 40.955$ = 2.245 KN

$V_{S\,max} = \frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d \rightarrow \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 150 * 304 * 10^{-3} = 111.696$ KN

$V_S' = \frac{VS\,max}{2} \rightarrow 111.696/2 = 55.848$ KN

$V_S < V_{S\,max} \rightarrow$ the section is large enough

If $V_S < V_S' \rightarrow$ $S_{max} \leq d/2 = 304/2 = 152$mm - control or $S_{max} \leq 600$mm

Check for $V_{S\,min}$:

$$Vs_{min} = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 150 * 304 * 10^{-3} = 13.96\ KN$$

$$or$$

$$Vs_{min} = \frac{1}{3} * 150 * 304 * 10^{-3} = 15.2\ KN \ldots control\ .$$

$\phi Vc < Vu < \emptyset(Vc + Vs_{min})$

30.716 KN < 32.4 KN < 0.75*(40.955+15.2) = 42.11 KN … OK → Try **2 legs Φ8**

$\frac{A_{V,}}{S} = \frac{V_S}{fyt*d} \rightarrow S = \frac{100.6*420*304}{2.245*1000} = 5721.42$ mm

$S_{max} \leq d/2 = 304/2 = 152$mm - control or $S_{max} \leq 600$mm

2 legs Φ8 @ 150 mm

4.8 Design of beam (B 148)

B = 80 cm

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of no prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

h_{min} for both ends continuous = L/21 =611/21 = 29.1 cm →Select Total depth of beam

h = 44 cm. (34 cm slab and 10 cm drop) "for deflection requirements L/240"

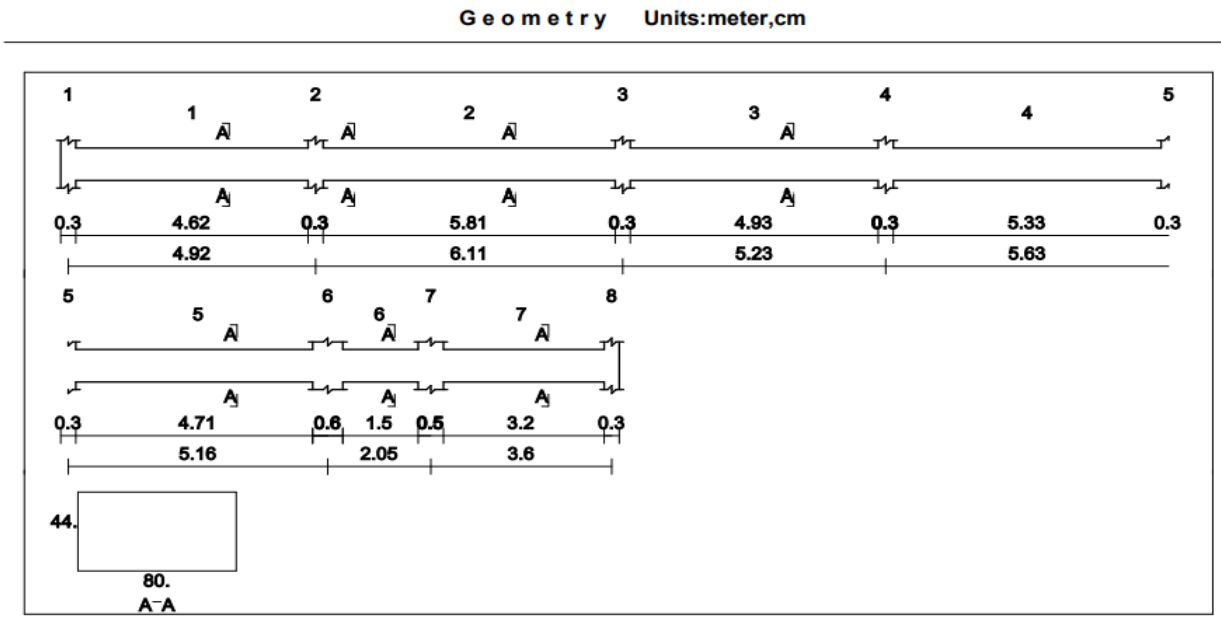


Figure (4-6) Beam (148) Geometry

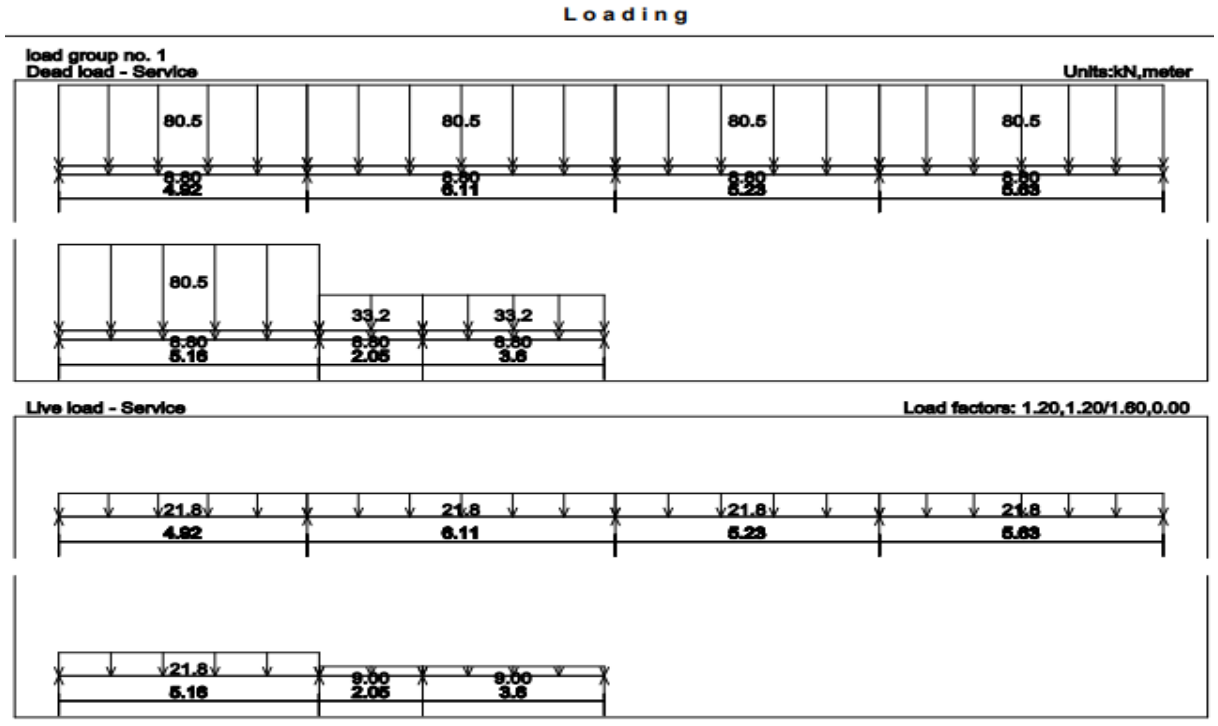


Figure (4-7) Load of Beam (148)

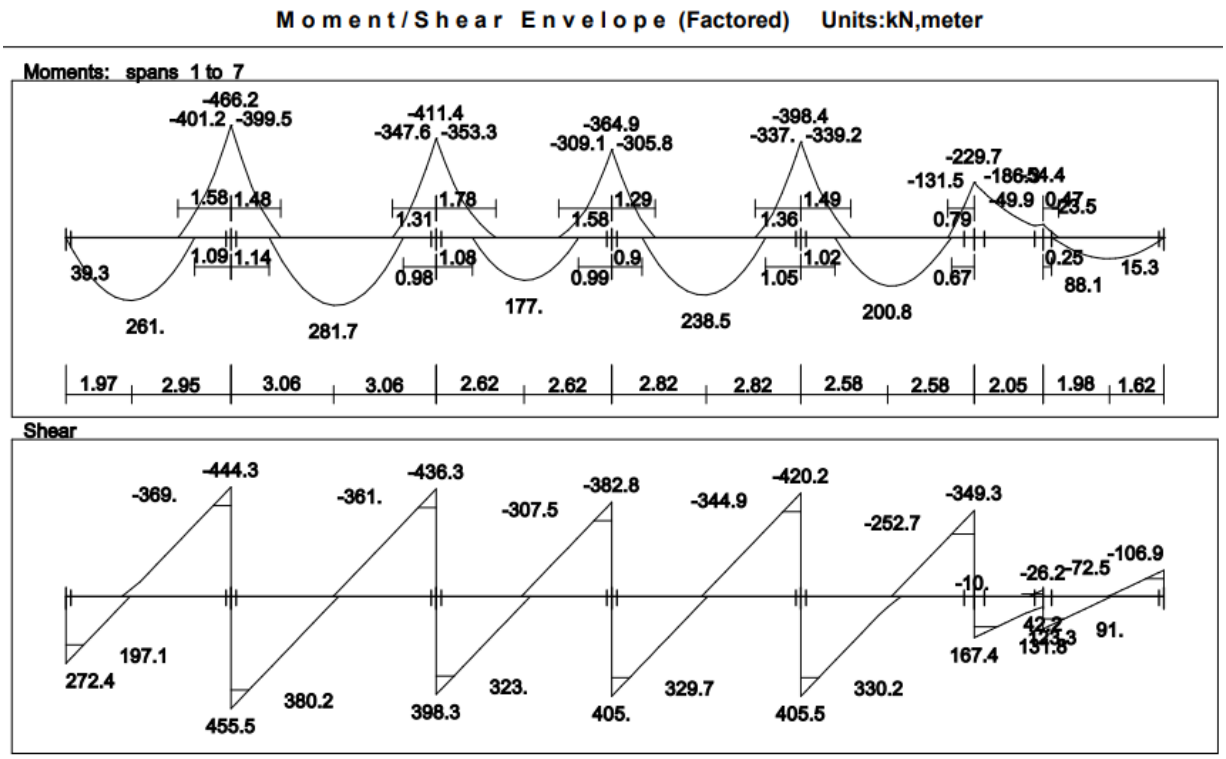


Figure (4-8) Moment & Shear Envelope for Beam 148

Long-term deflection:
- sustained loads : 100% of dead; 50% of live
- duration of load 60 months ; attachment of element at 0 months (t1)
- apply 0% of dead load after attachment (t1)

	1	2	3	4
A's	0.	0.	0.	0.
As	19.45	21.12	12.88	17.65
fr = 3	Es= 200	Ec = 23		
lg(m^4)=	0.00568	0.00568	0.00568	0.00568
Icr(m^4)=	0.00157	0.00167	0.00112	0.00145
Mcr =	79.52	79.52	79.52	79.52
Ma,mx,d+l=	199.51	214.62	130.65	181.09
Ma,mx,sus=	164.06	173.07	89.99	143.85
Ma,sus,t1=	146.20	154.23	80.19	128.19
le,d+l	0.00167	0.00221	0.00175	0.00276
le,sust	0.00180	0.00185	0.00390	0.00184
le,sus,t1	0.00193	0.00195	0.00553	0.00208
e/1+50r =	2.00	2.00	1.65	2.00
ai,d+l=	9.316	13.486	4.317	9.960
ai,sust=	6.182	8.909	-0.597	5.753
ai,sus,t1=	4.947	7.279	-0.489	4.395
ai,l =	L/ 1126	L/ 984	L/ 1088	L/ 1011
(ai+at),t2-t1	L/ 294	L/ 254	L/ 1368	L/ 329

Figure (4-9) Deflections for Beam (148)

Long-term deflection:
- sustained loads : 100% of dead; 50% of live
- duration of load 60 months ; attachment of element at 0 months (t1)
- apply 0% of dead load after attachment (t1)

Dead factor = 1.40 Live factor = 1.60

	5	6	7
A's	0.	0.	0.
As	14.71	10.18	10.18
fr = 3	Es= 200	Ec = 23	
Ig(m^4)=	0.00568	0.00568	0.00568
Icr(m^4)=	0.00125	0.00117	0.00092
Mcr =	79.52	79.52	79.52
Ma,mx,d+l=	154.04	174.48	68.77
Ma,mx,sus=	128.98	144.46	60.80
Ma,sus,t1=	114.94	128.72	54.78
Ie,d+l	0.00156	0.00137	0.00568
Ie,sust	0.00189	0.00159	0.00568
Ie,sus,t1	0.00226	0.00183	0.00568
e/1+50r =	2.00	1.71	2.00

Figure (4-9) Deflections for Beam (148)

Design of flexure:

Design of maximum negative moment

Mu_{max} = 401.2 KN.m

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section: Maximum nominal moment strength from strain condition, $\boldsymbol{\varepsilon_s} = 0.004$

Assume bar diameter **Φ25**

d = depth – cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 440 – 40 – 10 –25/2= 377.5 mm.

c $= \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 377.5 = 161.785$ mm

a $= \beta_1 c = 0.85 * 161.785 = 137.517$ mm

$$M_{n,max} = 0.85\, fc`ab\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.85 * 24 * 137.517 * 800 * \left(377.5 - \frac{137.517}{2}\right) * 10^{-6} =$$
$$= 692.9\ KN.m$$

$\epsilon_s = 0.004$

ϕ=0.65+ $\frac{250}{3}$ *(0.004-0.002) $= 0.82 \rightarrow \emptyset = 0.82$

$\emptyset Mn = 0.82 * 692.9 = 568.178\ KN.m \rightarrow \quad Mu$ =401.2 KN.M < $\emptyset Mn = 568.178\ KN.m$

∴ Design the section as singly reinforced concrete section.

→ $M_{u\ max}$ = - 401.2 KN. m

M_n = Mu /ϕ = 401.2/ 0.9 = 445.778 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.588

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{445.778*10^6}{800*(377.5)^2}$ = 3.91 MPa

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.91*20.588}{420}}\right)$ = 0.01043

→$A_{s\ req} = \rho$ * b *d = 0.01043* 800 * 377.5 = 3149.76 mm^2

$$As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$$

$$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 800 * 377.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 377.5$$

= 880.65 mm^2 < 1006.67 mm^2 …. Larger value is control.

→ $As_{\ min}$ = 1006.67 mm^2 < $As_{\ req}$ = 3149.76 mm^2, ∴ As = 3149.76 mm^2 – control

7 Φ25 = 3436.3 mm^2 > As_{req} = 3149.76 mm^2 OK, ∴ **Use 7 Φ25**

→ Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b_w * a

3436.3 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 88.434 mm.

f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{88.434}{0.85}$ = 104.04 mm

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$

$= \frac{377.5-104.04}{104.04} * 0.003 = 0.0078 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 … OK

Check for bar placement:

$S_b = \frac{800-40*2-10*2-(7*25)}{6} = 87.5\ mm > 25mm$ … OK

Design of maximum positive moment

→ $M_{u\ max}$ = + 281.7 KN. m

M_n = Mu /ϕ = 281.7/ 0.9 = 313 KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\ f'_c} = \frac{420}{0.85*24}$ = 20.588

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{313*10^6}{800*(377.5)^2}$ = 2.745 MPa

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.745*20.588}{420}}\right)$ = 0.007048

→$A_{s\ req} = \rho$ * b *d = 0.007048* 800 * 377.5 = 2128.58 mm^2

$As_{min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 800 * 377.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 377.5$

= 880.65 mm^2 < 1006.67 mm^2 …. Larger value is control.

→ $As_{\ min}$ = 1006.67 mm^2 < $As_{\ req}$ = 2128.58 mm^2, ∴ As = 2128.58 mm^2 – control

5 Φ25 = 2454.5 mm^2 > As_{req} = 2128.58 mm^2 OK, ∴ **Use 5 Φ25**

→ Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b_w * a

2454.5 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 63.167 mm.

f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{63.167}{0.85}$ = 74.314 mm

$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}$ * 0.003

$= \frac{377.5-74.314}{74.314}$ * 0.003 = 0.0122 > 0.005 ∴ ϕ =0.9 … OK

Check for bar placement:

$S_b = \frac{800-40*2-10*2-(5*25)}{4} = 143.75\ mm > 25mm$ … OK

Design of (B 148) for shear

The maximum shear force at the distance d from the face of support, Vu = 380.2 KN

$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$

$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 377.5 * 10^{-3} = 246.582$ KN

$\phi V_c = 0.75 * 246.582 = 184.936$ KN

Case1: $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$

$380.2 > \frac{184.936}{2} = 92.468$ ∴ Case (1) is NOT satisfied

Case2: $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$92.468 < 380.2 \leq 184.936$ ∴ Case (2) is NOT satisfied

Case3:

Check for section dimensions:

$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C \rightarrow \frac{380.2}{0.75} - 246.582 = 260.35$ KN

$V_{S\ max} = \frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d \rightarrow \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 377.5 * 10^{-3} = 739.74$ KN

$V_S' = \frac{VS\ max}{2} \rightarrow 739.74/2 = 369.873$ KN

$V_S < V_{S\ max} \rightarrow$ the section is large enough

If $V_S < V_S' \rightarrow S_{max} \leq d/2 = 377.5/2 = 188.75$ mm - control or $S_{max} \leq 600$mm

Check for $V_{S\ min}$:

$$Vs_{min} = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 800 * 377.5 * 10^{-3} = 92.468\ KN$$

or

$$Vs_{min} = \frac{1}{3} * 800 * 377.5 * 10^{-3} = 100.667\ KN \ldots control\ .$$

ϕVc < $Vu < \emptyset(Vc + Vs_{min})$

184.936 KN < 380.2 KN < 0.75*(246.582+100.667) = 260.436 KN …Not OK

Case4:

$\emptyset(Vc + Vs_{min}) < V_U \leq \emptyset(Vc + Vs_{\max})$

$0.75(246.582 + 100.667) < 380.2 \leq 0.75(246.582 + 369.873)$

$260.436 < 380.2 \leq 462.34$ … OK → Try **4 legs Φ10**

$\frac{A_V}{S} = \frac{V_S}{fyt*d}$ → S = $\frac{314*420*377.5}{260.35*1000}$ = 191.22 mm

S_{max} ≤ d/2 = 377.5/2= 188.75 mm - control or S_{max} ≤ 600mm

4 legs Φ10 @ 150 mm

4.9 Design of Column (C 18)

Material:

Concrete B300	Fc' = 24 Mpa
Reinforcement Steel	Fy = 420 Mpa
Ø steel = 20mm	Ø stirrup = 10 mm
Cover = 40 mm	

Load Calculation (From Column Group C 18):

Service Load:

Dead Load = 1160 KN
Live Load = 290 KN

Factored Load:

Pu = 1.2 ×1160 + 1.6×290 = 1856 KN

Dimensions of Column:

Assume concentrically loaded short column

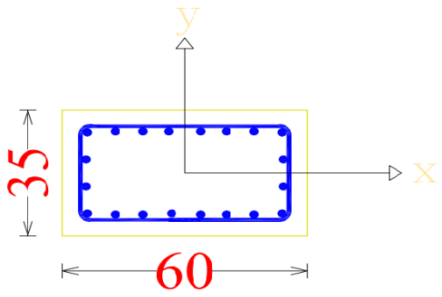
Assume $\rho g = 0.01$

$\phi * Pn = 0.65 \times 0.8 \times Ag \{0.85\, fc'(1 - \rho g) + \rho g * Fy\}$

$1856 \times 10^3 = 0.65 \times 0.8 \times Ag \{0.85*24\,(1-0.01)+0.01*420\}$

$Ag = 146303.93\ mm^2$

Assume Rectangular Section
h = 350 mm
Select b = 600 mm



Classification of column section:

Check Slenderness Parameter:

$$\frac{K\,Lu}{R} \leq 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40 \quad \ldots\ldots\ldots \text{ACI} - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.
K: effective length factor. According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

Lu = 3.56 m
M1/M2 =1
K=1 for columns in braced frame.

- System about X-Axis

$$\frac{K\,Lu}{Rx} = \frac{1.0 \times 3.56}{0.3 \times 0.35} = 33.9$$

System is braced,

$$33.9 \leq 34 - 12(1) \leq 40 \ldots\ldots\ldots\ldots 33.9 > 22$$

$$\therefore \text{System is long about X}$$

- System about Y-Axis

$$\frac{K\,L}{Ry} = \frac{1.0 \times 3.56}{0.3 \times 0.60} = 19.78$$

System is braced,

$$19.78 \leq 34 - 12(1) \leq 40 \ldots\ldots\ldots\ldots 19.78 < 22 < 40$$

$$\therefore \text{System is Short about Y}$$

Bresler equation:

$$\frac{1}{Pn} = \frac{1}{Pn_x} + \frac{1}{Pn_y} + \frac{1}{Po}$$

$Pn_x = Pn$ For short column without any eccentricity $= Po$

$$\frac{1}{Pn} = \frac{1}{Po} + \frac{1}{Pn_y} - \frac{1}{Po} = \frac{1}{Pn_y}$$

Nominal axial strength column $Pn = Pn_y$ in e_y direction (long)

Minimum Eccentricity (min e):

$$\min\ e = 15 + 0.03\ h$$

h in the direction of $e_y = 350$ mm

$$\min e = 15 + 0.03 \times 350 = 25.5 \text{ mm}$$

Magnification Factor (δ_{ns}):

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - (\frac{Pu}{0.75 \times P_{cr}})} \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

$$cm = 0.6 + 0.4 * \left(\frac{M1}{M2}\right) \geq 0.4$$

$$cm = 0.6 + 0.4 * (1) = 1.0$$

$$Pcr = \frac{\pi^2 \times (E \times I)}{(k \times Lu)^2}$$

$$E * I = \frac{0.4 * E_c * I_g}{1 + B_d} \quad , \quad B_d = \frac{1.2 \times P_D}{1.2 \times P_D + 1.6 \times P_L} \quad , \quad I_g = \frac{bh^3}{12} \quad , \quad E_c = 4750 \times \sqrt{fc'}$$

$$B_d = \frac{1.2 \times 1160}{1856} = 0.75$$

$$E * I = \frac{0.4 \times 4750 \times \sqrt{24} \times 0.60 \times \frac{0.35^3}{12}}{1 + 0.75} = 11.4 \text{ MN/m}^2$$

$$Pcr = \frac{\pi^2 \times 11.4 * 1000}{(1 \times 3.56)^2} = 8868.75 \text{ KN}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1.0}{1 - \left(\frac{1856}{0.75 \times 8868.75}\right)} = \mathbf{1.39} \quad \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

$$e_y = \delta_{ns} \times \min e = 1.39 \times 25.5 = 35.37 \text{ mm}$$

Interaction Diagram:

$$e_y = 35.37 \text{ mm} \quad , \quad h = 350 \text{ mm}$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{35.37}{350} = 0.1$$

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{350 - 2 \times (40 + 10 + \frac{20}{2})}{350} = 0.66$$

From Charts:

- Form Diagram A-9b ($\gamma = 0.60$)

$$\frac{\emptyset \times Pn}{Ag} = \frac{Pu}{Ag} \quad , \quad \frac{1.856}{0.35 \times 0.60} \times \frac{145}{1000} = 1.28 \text{ Ksi}$$

$$\rho_g = \min \rho_g = 0.01$$

- Form Diagram A-9c ($\gamma = 75$)

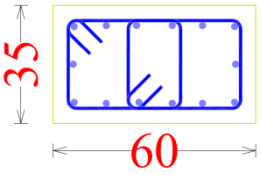
$$\rho_g = \min \rho_g = 0.01$$

Select the reinforcement

$$\text{Select} , \ \rho_g = 0.02$$

$As_{req} = \rho \times Ag = 0.02 \times 60 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ → select **14 ∅ 20**

With $As_{prov} = 43.96 \text{ cm}^2$



Design of the Stirrups:

b = 60 cm, h = 35 cm

a) Lap splice at the foot of column:

Try 100% - lap splice (**14 ∅ 20 with14 ∅ 20**)

$\rho = AS\ (28 * 3.14)/(35 * 60) = 4.18 < 8\ \%$ ... OK

b) Closely spaced stirrups: S smallest of

1- 48*dbs = 48*10 =480 mm

2- 16*db = 16*20 =320 mm ... *control* → **Selected S = 20 cm**

3- The least dimention of the column = 350 mm

c) **At end support and below:**

X= max (Ldc OR b) + cover – (h slab or beam)

Ldc = (0.24*420*20)/ (1*$\sqrt{24}$) = 411.5 mm > 200 mm ... OK

→ b > Ldc → 60 cm > 41.15 cm

X= (60) + 2 – (44) = 18 cm

X > 0.5 h → 18 cm > (0.5*35) = 17.5 cm ... OK

X< 2 h column → 18 cm < 70 cm ... OK **Selected X = 60 cm**

e = 8 cm → control, #NO of Stirrups = 60/8 +1 = 8 → **8 ∅10/8 cm**

d) **along lap splice or above:**

Fy = 420 Mpa , Fc = 24 Mpa.

Lsc = 0.071 *420*20 = 596.4 mm > 300 mm

Selected Lsc = 100 cm with e = 10 cm,

#NO of Stirrups → **10 ∅10/10 cm**

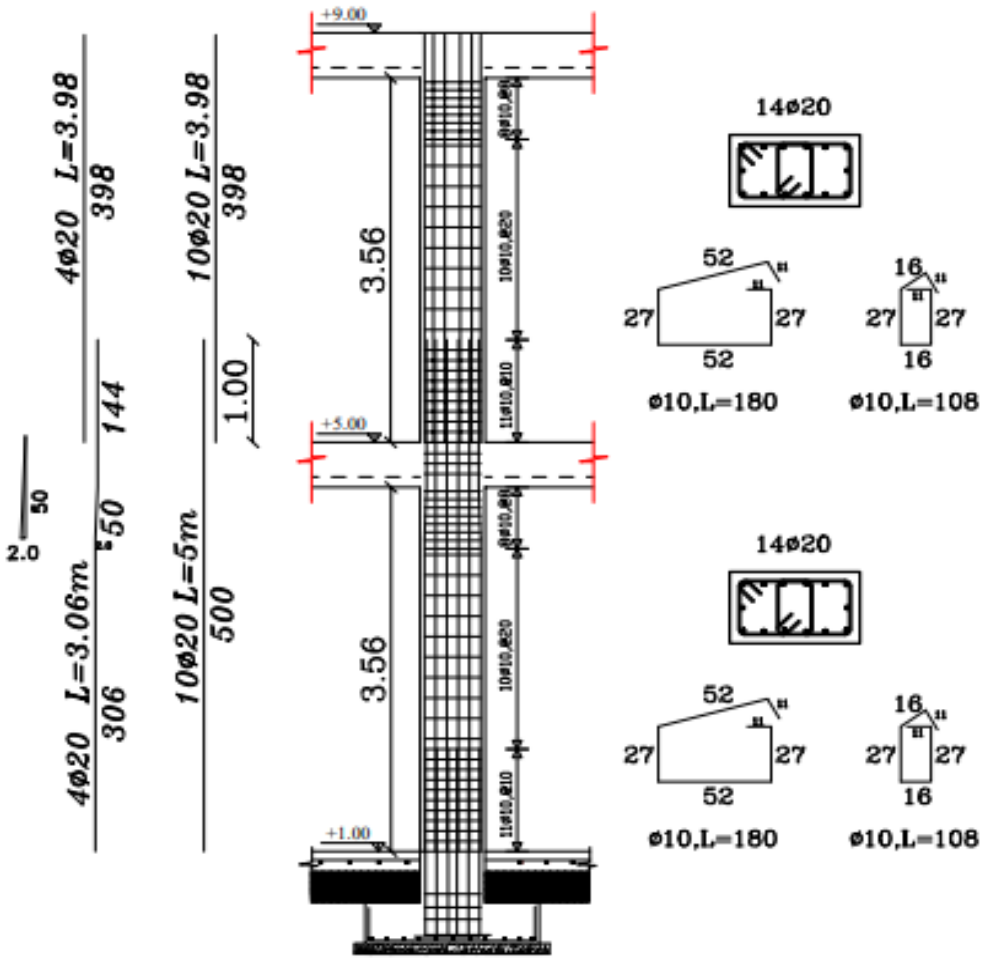


Figure (4-10) detailing column C18

4.10 Design of Foundation (23)

Material:

Concrete B300	Fc' = 24 Mpa
Reinforcement Steel	Fy = 420 Mpa

Cover = 75 mm

Load Calculations:

Dead Load = 1160 KN "included own weight"

Live Load = 290 KN

Total services load = 1160 + 290 = 1450 KN

Total Factored load = 1.2*1160 + 1.6*290 = 1856 KN

Column Dimensions (a * b) = 35 * 60 cm

Soil density = 18 KN/m^3

Allowable Bearing Capacity q_{all} = 350 KN/m^2

Assume h = 60cm

$$q_{all-net} = 350 - (25 \times 0.6) - (18 \times 0.5) = 326 \ \text{KN/m}^2$$

Area of Footing:

$$A = \frac{P_{\text{total service}}}{q_{all-net}} = \frac{1450}{326} = 4.447 \ \text{m}^2$$

Assume Square Footing

B required = 2.11 m

→ Select b = 2.15 m

→ Bearing Pressure:

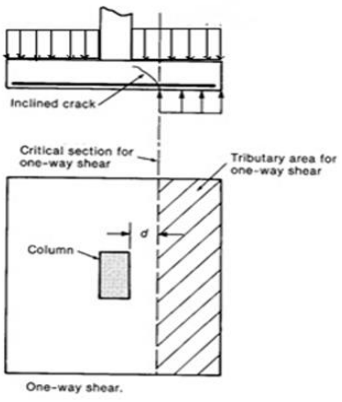
$$q_u = \frac{P_{\text{total factored}}}{A} = \frac{1856}{2.15 * 2.15} = 401.51 \ KN/m^2$$

Design of Footing:

→ **Design footing for one way shear**

Critical Section at distance (d) from face of column.

Assume h = 60 cm, bar diameter Ø 16 for main reinforcement and 7.5 cm Cover.



d = 600 – 75 – 16 = 509 mm

$$V_u = q_u \times \left(\frac{B-a}{2} - d\right) \times L = 401.51 \times \left(\frac{2.15-0.35}{2} - 0.509\right) \times 2.15 = 337.53 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2150 \times 506 = 666.2 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \emptyset V_C = 666.2 \text{ KN} > V_u = 337.53 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{ Safe}$$

→Design Footing for two way shear:

$$V_u = p_u \text{ total factored} - FR_b$$

$$FR_b = q_u \times \text{area of critical section}$$

$$V_u = 1856 - 401.51 \times [(0.35 + 0.509)(0.6 + 0.509)] \quad = 1473.51 \text{ kN}$$

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

$$\rightarrow \beta_c = \frac{\text{column Length (a)}}{\text{column width (b)}} = \frac{60}{35} = 1.71$$

→ $b_\circ$ = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area.

$$= 2 \times (0.35 + 0.509) + 2 \times (0.6 + 0.509) = 3.936 \text{ m}$$

$$\rightarrow \alpha_s = 40 \text{ for interior column}$$

Substituting values in equations:

$$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d = 2658.4\text{KN}$$

$$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{\frac{b_\circ}{d}} + 2\right) \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d = 3796.27 \text{ KN}$$

$$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d = 2453.68 \text{ KN} \ldots\ldots\ldots\text{CONTROL}$$

$$\rightarrow \quad \emptyset Vc = 2453.68 \quad > \quad = 1473.51 \text{ K}N \ldots\ldots \text{OK}$$

Design of Bending Moment LONG DIR :

select Ø16
d = 600 – 75 – 16/2 = 517 mm

$$M_u = 401.51 \times (\frac{2.15}{2}) \times \left(\frac{2.15 - 0.35}{2}\right)^2 = 349.61 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{349.61 \times 10^6}{0.9 \times 2150 \times 517^2} = 0.676 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.676}{420}}\right) = 0.0016377$$

$$A_{S,req} = \rho \times b \times d = 0.0016377 \times 2150 \times 517 = 1820.46 \text{ mm}^2$$

$$A_{Smin} = 0.0018 \times 2150 \times 600 = 2322 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,req} = 1820.46 \text{ mm}^2 < A_{Smin} = 2322 \text{ mm}^2 - \text{OK}$$

$$\rightarrow \textbf{ Take 13 } \emptyset \textbf{ 16 with } \mathbf{A_{s,prov} = 2614.3 \text{ mm}^2 > A_{S,req} = 2322 \text{ mm}^2}$$

Check maximum step (S) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 600 = 1800$ mm
2. 450 mm – control

S = 2150 – 75*2 – 13*16 / 12 = 149.33 mm< 450 mm – OK

Design of Bending Moment SHORT DIR :

select Ø16

d = 600 – 75 – 16 - 16/2 = 501 mm

$$M_u = 401.51 \times \left(\frac{2.15}{2}\right) \times \left(\frac{2.15 - 0.60}{2}\right)^2 = 259.24 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{256.24 \times 10^6}{0.9 \times 2150 \times 501^2} = 0.5276 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.5276}{420}}\right) = 0.001273$$

$$A_{S,req} = \rho \times b \times d = 0.001273 \times 2150 \times 501 = 1371.02 \text{ mm}^2$$

$$A_{Smin} = 0.0018 \times 2150 \times 600 = 2322 \text{ mm}^2$$

$$A_{S,req} = 1371.02 \text{ mm}^2 < A_{Smin} = 2322 \text{ mm}^2 - \text{OK}$$

$$\rightarrow \textbf{ Take 13 } \emptyset \textbf{ 16 with } \mathbf{A_{s,prov} = 2614.3 \text{ mm}^2 > A_{S,req} = 2322 \text{ mm}^2}$$

Check maximum step (S) is the smallest of:

$3h = 3 \times 600 = 1800$ mm

450 mm $-$ control

S = 2150 – 75*2 – 13*16 / 12 = 149.3 mm< 450 mm – OK

Development length of steel reinforcement in footing:

Tension development length in footing:

$LdT\ req$ = (9/10) $*$ $(Fy\ /\lambda\sqrt{fc}) * (((\ \psi t/\ ((\ ktr{+}cb)/\ db))) * db \geq 300$mm

$Ktr = 0$, $\psi e = 1$, $\psi s = 0.8$, $\psi t = 1$, fc $= 24$ Mpa , fy $= 420$ Mpa , db $= 16$ mm

cb **Smallest of:**

Cover + D bar /2 = 75 + 16/ 2 = 83 mm

$a_1 / 2$ =

a_1 = (S + D bar) = (150 + 16) = 166 mm

166/2 = 83 mm…. $is\ control$

((*ktr+cb)/ db)) = (83+0)/16 = 5.19 > 2.5 …..**Selected 2.5**

$LdT_{x\&y}$ req $= 395.05$ mm > 300 mm ……..OK

LdT ava. x $= ((215\text{-}35)\ /2\ )\text{-}7.5 = 82.5$ cm > 39.505 cm …… OK

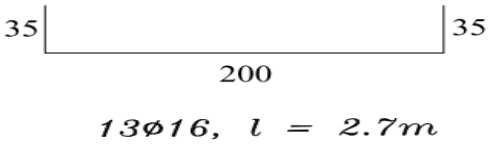
LdT ava. y $= ((215\text{-}60)\ /2\ )\text{-}7.5 = 70$ cm > 39.505 cm …… OK

Minimum bend diameter for ∅16

→ D=6 db = 6*16=96mm

a = 12*db +0.5D+db= 12*16+0.5*96+16

= 25.6 cm ……**TAKE a = 35 cm**



$13\emptyset16,\ l = 2.7m$

• Compression development length in footing :(For Dowels 14 ∅20)

Ldc req= 0.24 *fy *db / 1*4.9 = **411.51 mm** > 0.043*fy*db= **361.2 mm** > 200mm ..OK

Ldc ava.= h-cover – db footing = 600-75-2*16= **493mm** > **411.51 mm =** Ldc req…OK

•lap splice of dowels in column in compression:

Lsc = 0.071 *420*20 = 596.4 mm > 300 mm

Selected Lsc = 60 cm , Ldc=50cm , a >= column size = 70 cm=a

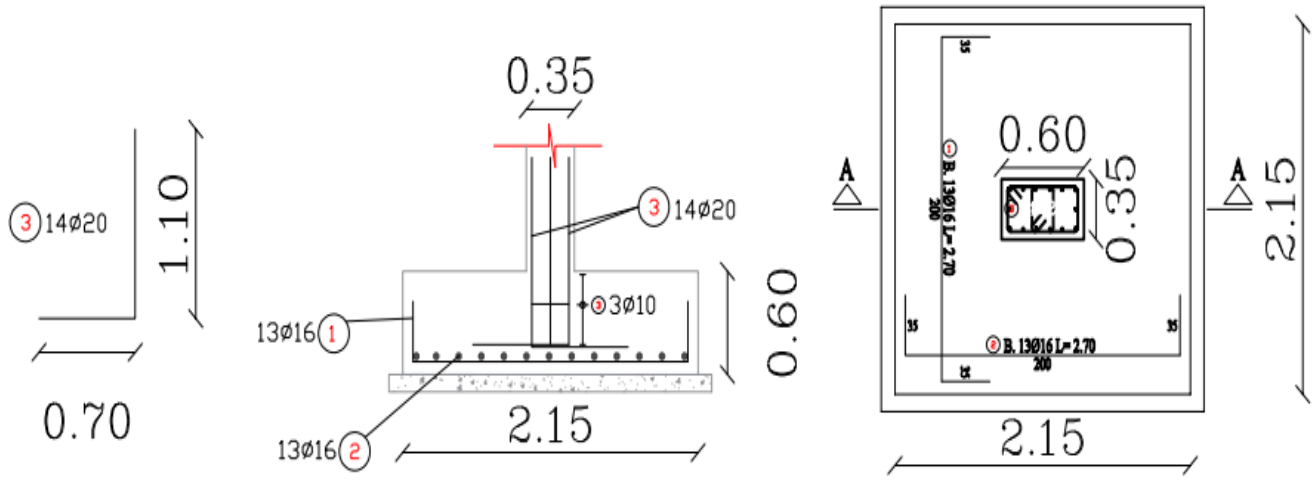


Figure (4-11) Detailing Foundation (F20)

4.11 Design of Shear wall (sh.w 17)

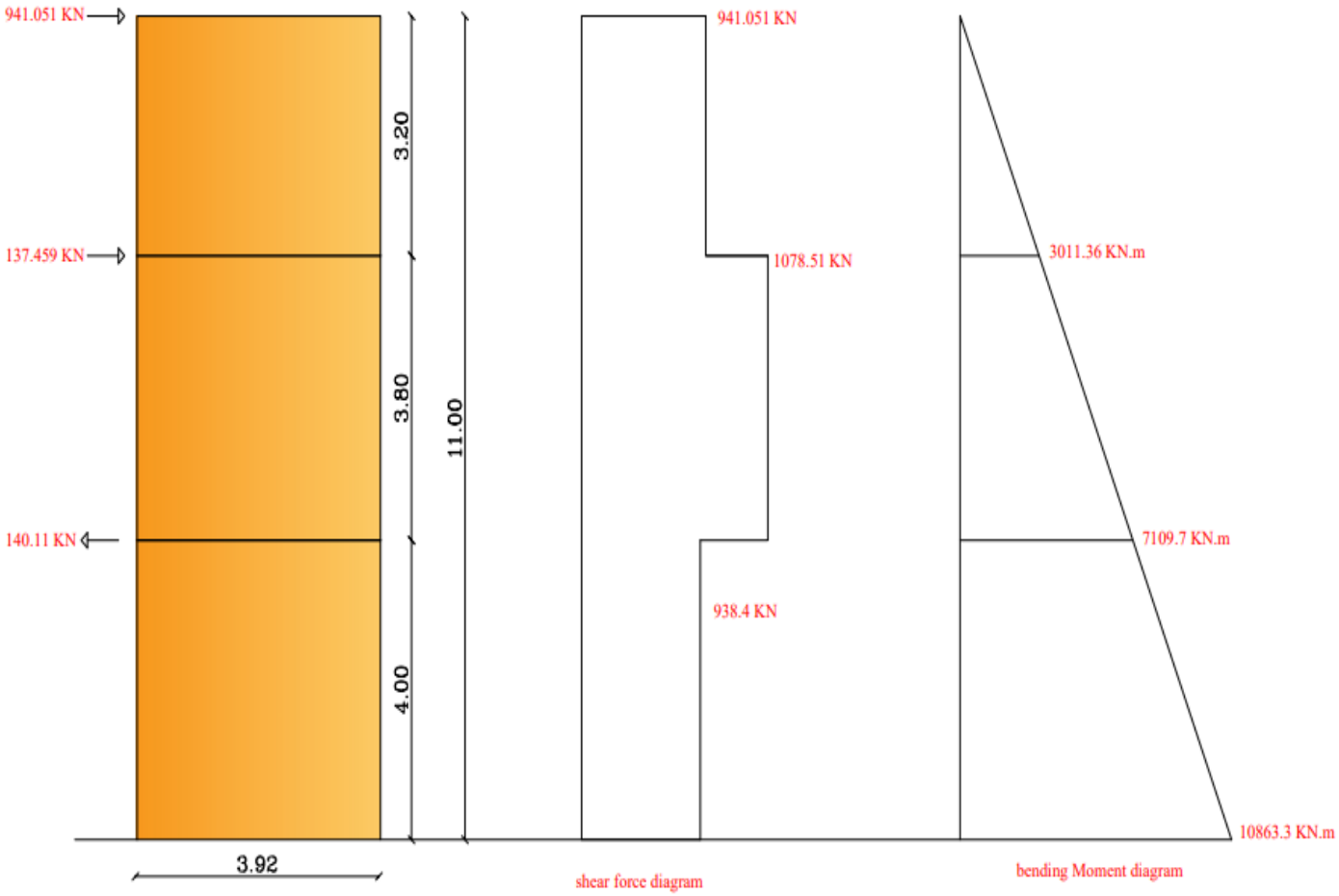


Figure (4-12) (sh.w 17)

Material and Section:

concrete B300 $Fc' = 24$ Mpa
Reinforcement Steel $fy = 420$ Mpa
Wall thickness, $h = 30$ cm , Cover $= 2$ cm
$Lw = 3.92$ m , $hw = 11$ m

Check for shear strength:

Maximum shear strength permitted:

d = 0.8 Lw = 0.8*3.92 = 3.136m == 3136 mm

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd = \quad 0.75 * .83 * \sqrt{24'} * 3136 * 300 = 2880.6 \text{ KN}$$

$$\emptyset V_{nmax} = 2880.6 \text{ KN} > V_u \text{ max} = 1078.51 \text{ KN}.....OK$$

Shear strength provided by concrete Vc:

The critical Section is the smaller of:

$\frac{lw}{2}$= 3.92/2 =3.92/2 = 1.96 m. …… control

$\frac{hw}{2}$= 11/2 = 5.5 m

Story Highet = 3.2 m

$V_c$is the smallest of :

$$1 - \ V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 300 * 3136 = 768.16 \text{ KN}$$

$$2 - \ V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} * 300 * 6864 + 0 = 1244.42 \text{ KN}$$

$$3 - \ V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] hd$$

$$\frac{\mathbf{M_u}}{\mathbf{V_u}} - \frac{\mathbf{l_w}}{\mathbf{2}} =$$

M_u= 7109.7 + 938.4(4-1.96) = 9024.036 KN.m

$$\frac{\mathbf{M_u}}{\mathbf{V_u}} - \frac{\mathbf{l_w}}{\mathbf{2}} = \frac{\mathbf{9024.036}}{\mathbf{1078.51}} - \frac{\mathbf{3.92}}{\mathbf{2}} = \mathbf{6.407 > 0} \ \ + \boldsymbol{ve}$$

$$V_c = \left[0.05\sqrt{24} + \frac{3.92\left(0.1\sqrt{24}+0\right)}{6.407}\right] 300 * 3136 = \mathbf{512.44\ KN} \ \ldots.. \text{Control}$$

$$\mathbf{Vc = 512.44\ KN}$$

Determine required horizontal shear reinforcement:

$$\therefore \emptyset * 0.5 * Vc = 0.75 * 0.5 * 512.44 = 192.16\ KN < Vu\ max = 1078.51\ KN$$

$$\rightarrow \textbf{Horizontal reinforcement is required}$$

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{1078.51}{0.75} - 512.44 = 925.57\ KN$$

$$\frac{Avh}{S2} = \frac{Vs}{fy * d} = \frac{925.57}{420 * 6000} = 0.00070272\ m^2/m$$

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 * h} = \frac{0.00070272}{0.3} = 0.00234 < 0.0025 \rightarrow \textbf{take} \quad \rho_t = 0.0025$$

Maximum spacing is the least of:

$$S_{max} = \frac{Lw}{5} = \frac{3920}{5} = 784\ mm$$
$$S_{max} = 3 * h = 3 * 300 = 900\ mm$$
$$S_{max} = 450\ mm \ldots Control$$

Try Ø12 , for 2 layers

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{S_2 * h} = \frac{2*113.1}{S_2 * 300} = 0.0025 \rightarrow S2\ horz. = 301.6\ mm < 450mm \ldots . OK$$

Take Ø12/250 mm Horizontal

Determine vertical shear reinforcement:

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)(\rho_t - 0.0025) \geq 0.0025$$

$$\frac{h_w}{Lw} = \frac{11}{3.92} = 2.806 \rightarrow \text{for this wall with } \frac{h_w}{Lw} \geq 2.5, \quad \text{take } \rho_t = 0.0025$$

Maximum spacing is the least of:

$$S_{max} = \frac{Lw}{3} = \frac{3920}{3} = 1306.67\ mm$$
$$S_{max} = 3 * h = 3 * 300 = 900\ mm$$
$$S_{max} = 450\ mm \ldots Control$$

$$\rho_l = \frac{A_{v\,v}}{S_{1\,v} * h} = \frac{2*153.9}{S_1 * 300} = 0.0025 \rightarrow S1\ ver. = 410.4\ mm < 450mm \ldots . OK$$

Take Ø14/150 mm vertical

Design of shear wall for flexure:

Uniformly distributed flexure reinforcement method.
The uniformly distributed vertical reinforcement **Ø14 @ 150 mm**

$$A_{st} = \left(\frac{3920}{150}\right) * 2 * 153.9 = 8043.84\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{8043.84}{3920 * 300}\right)\frac{420}{24} = 0.1197$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.1197 + 0}{2 * 0.1197 + 0.85 * 0.85} = 0.1244$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{l_w})\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 8043.84 * 420 * 3920(1 + 0)(1 - 0.1244)] * 10\text{^} - 6$$

$\emptyset M_n$ =5217.91 KN.m < 10863.3 KN.m = Mu…….NOT OK

Boundary steel is required

Uniformly distributed and concentrated at ends reinforcement.
Vertical reinforcement for shear Ø14 @ 150 mm

$\emptyset M_n$ =5217.91 KN.m < 10863.3 KN.m = Mu

$$\text{Mu}_B = \text{Mu} - \text{Muv} = 10863.3 - 5217.91 = 5645.39\ \text{kN.m}$$

d = 0.8*3920 = 3136 mm

$$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{5645.39*10^6}{0.9*300*(3136)^2} = 2.126\ \text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.126*20.588}{420}}\right) = 0.005357$$

$\rightarrow A_{s\ req} = \rho$ * b *d = 0.007048* 300 * 3136 = 5040.38 mm^2

$\rightarrow A_{s\ tot} = A_{s\ req} + A_s$ (4 Ø14) = 5040.38 + 615.6 = 5655.98 mm^2

USE 20Ø20 As prov. = 6284 mm^2

$$X \geq \frac{Lw}{600*0.009} = \frac{3920}{600*0.009} = 725.92 \text{ mm}$$ X: Length of compression zone

$$LB \geq X/2 = 725.92/2 = 362.96 \text{ mm} \ldots \text{control}$$
$$\geq x - 0.1 * Lw = 725.92 - 0.1 * 3920 = 333.92 \text{ mm}$$

But; Select LB = 100 cm

As tension member:

$$As_B = \frac{Mu_B/\emptyset}{fy * (Lw - LB)} = \frac{5645.39 \times \frac{10^6}{0.9}}{420 \times (3920 - 1000)} = 5114.69\ mm^2$$

As compression short column:

$\emptyset p_{nmax}$= 0.65*0.8*(0.85*24*((1000*300)-5114.69) +420*5114.69) = 4245.2 KN

4245.2 KN > C= 5645.39/(3.92-1) = 1933.35

Boundary steel zones must be added

$\rightarrow A_{s\ tot} = A_{s\ B} + A_s$ (6 Ø14) = 5114.69 + 923.4 = 6038.09 mm^2

USE 20Ø20 As prov. = 6284 mm^2 > 6038.09 mm^2

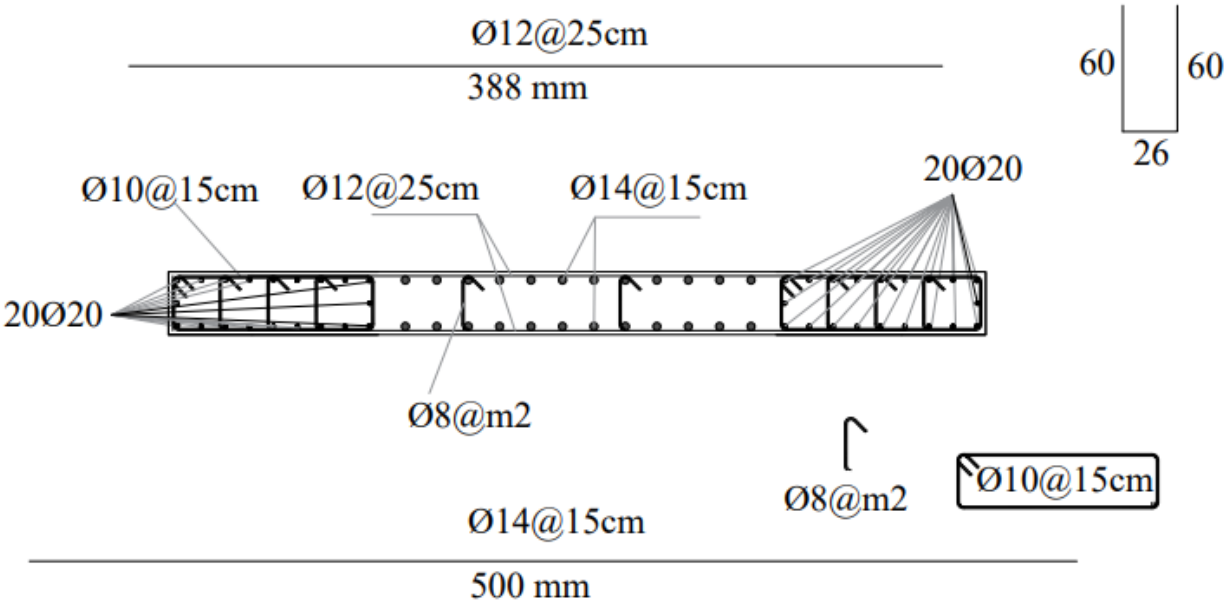


Figure (4-13) Detailing shear wall (17)

4.12 Design of Basement Wall

Material:

$concrete \quad B300 \qquad Fc' = 24\ N/mm^2$
$Reinforcement\ Steel \quad fy = 420\ N/mm^2$
$\gamma_{soil} = 25\ KN/m^3 \ , \quad \emptyset_{soil} = 35.0^o$
$Cover = 5cm \quad , \quad Wall\ Hight = 4.50\ m$

System and loads

$k_o = 1 - \sin\emptyset = 1 - \sin 35 = 0.426$
$P_o = k_o \times \gamma \times h = 0.426 \times 18 \times 4.5 = 34.5 KN/m^2$
$H_o = P_o \times \frac{h}{2} = 45.3 \times \frac{4.5}{2} = 96.27\ KN/m$
$h_s = \frac{\omega_s}{\omega} = \frac{5}{18} = 0.278\ m$
$P_s = k_o \times \gamma \times h_s = 0.426 \times 18 \times 0.278 = 2.13\ KN/m^2$
$H_s = P_s \times h = 2.13 \times 4.5 = 9.6\ KN$

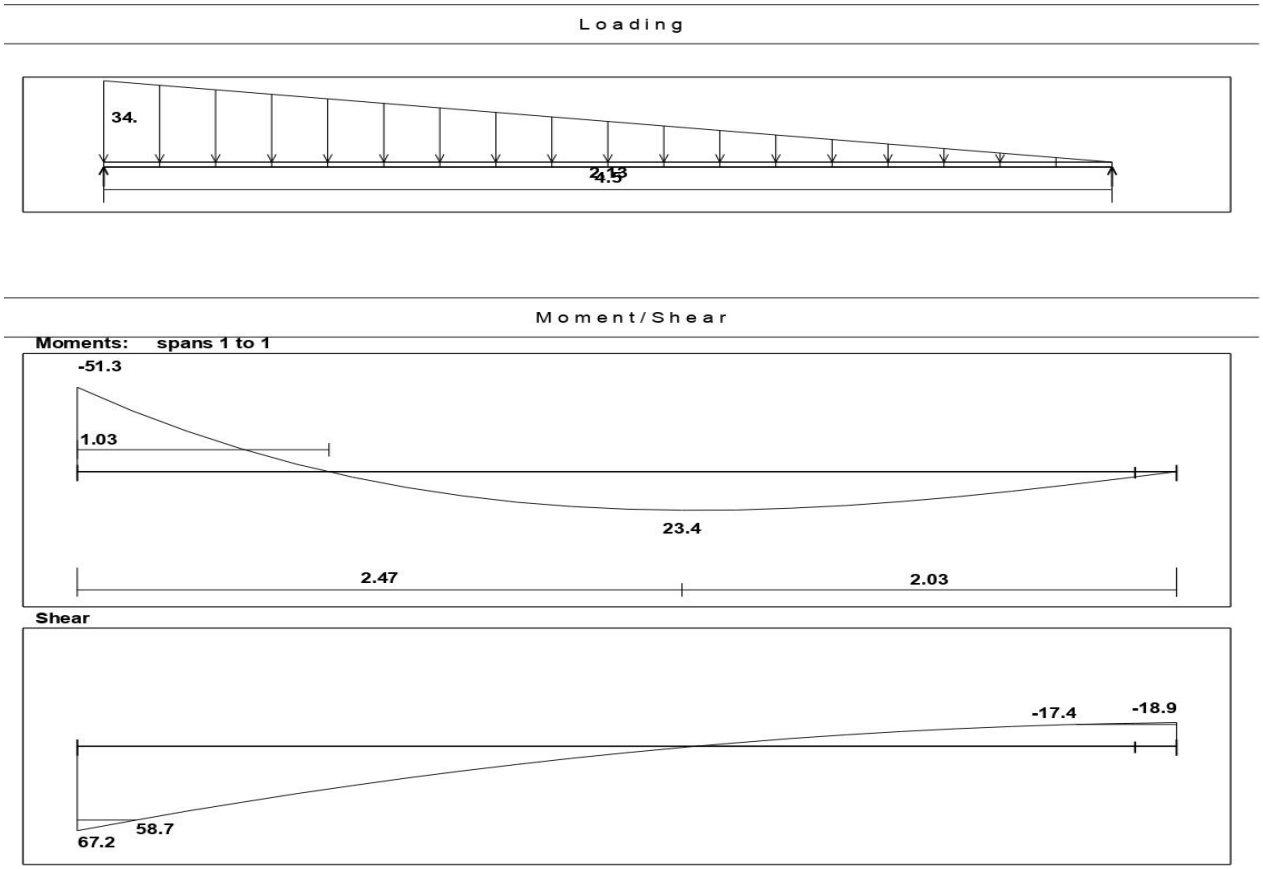


Figure (4-14) Moment/shear for basement wall

$M_u = 1.6 \times M_{max,-ve} = 1.6 \times 51.3 = 82.1 Kn.m$
$R_A = 1.6 \times 67.2 = 108\ Kn$
$R_B = 1.6 \times 18.9 = 30.24\ Kn$
$M_c = 1.6 \times M_{max,+ve} = 1.6 \times 23.4 = 37.44\ Kn.m$
wall thiknees (t) = 300mm

Design of vertical reinforcement:

wall thiknees (t) = 300mm → assume Ø**18** Ribar
Effective d: –

$$d = 300 - 50 - \frac{18}{2} = 241\ mm$$

$M_u = 82.1\ Kn.m$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{82.1 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 241^2} = 1.57\ MPa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.57}{420}}\right) = 0.0039$$

$A_s = \rho bd = 0.0039 \times 1000 \times 241 = 940\ mm^2$
$A_{s\,min} = 0.0015bh = 0.0015 \times 1000 \times 300 = 450\ mm^2$
$A_s = 940 > A_{s\,min} = 450$ ……OK
take Ø14@15cm

For
$M_c = 37.44\ Kn.m$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{37.44 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 241^2} = 0.72\ MPa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.72}{420}}\right) = 0.00175$$

$A_s = \rho bd = 0.00175 \times 1000 \times 241 = 422\ mm^2 < A_{s\,min} = 450\ mm^2$TAKE Asmin
take Ø12@25cm

Design of horizontal reinforcement:

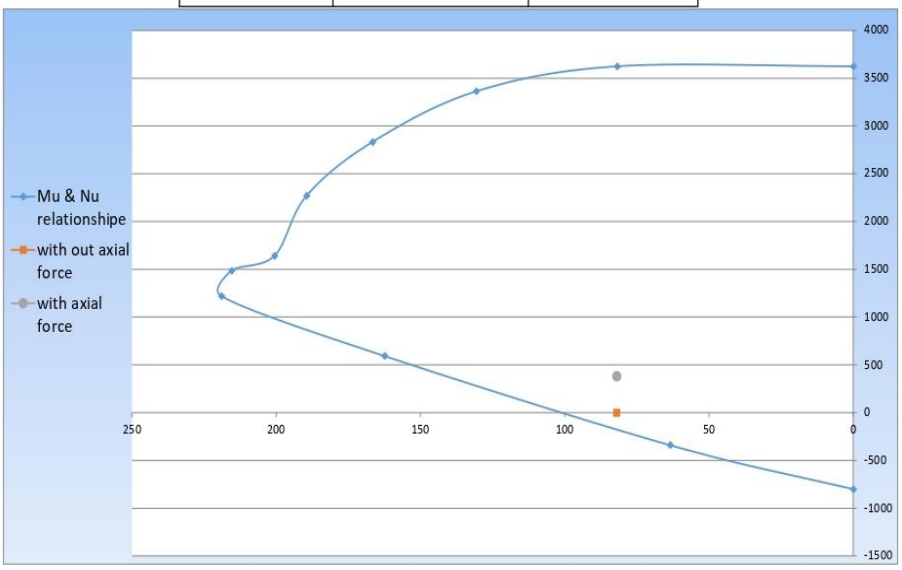
$A_s = 0.0020bh = 0.002 \times 1000 \times 300 = 600\ mm^2$
take Ø12@15cm

***hinge: this design is without any axial force at top of the wall if want to take the axial force the results maybe change for the worse or for the better:**

$N_D = 243$ Kn
$N_l = 56$ Kn
$N_u = 1.2 \times 243 + 1.6 \times 56 = 381.2$ Kn

for* $\emptyset$14@15*cm

	Mu(KN.m)	Nu(KN)
1	82.1	0.0
2	82.1	381.2



From ETABS		
point	Mu	Nu
1	0	3623.0339
2	81.8869	3623.0339
3	130.7097	3361.7306
4	166.6755	2830.5646
5	189.5378	2269.4162
6	200.6301	1641.7757
7	215.5348	1484.407
8	219.0774	1218.5825
9	162.4676	592.991
10	63.4636	-340.3838
11	0	-802.194

As we can see the worst case is when the axial force is equal zero, so the design is safe.

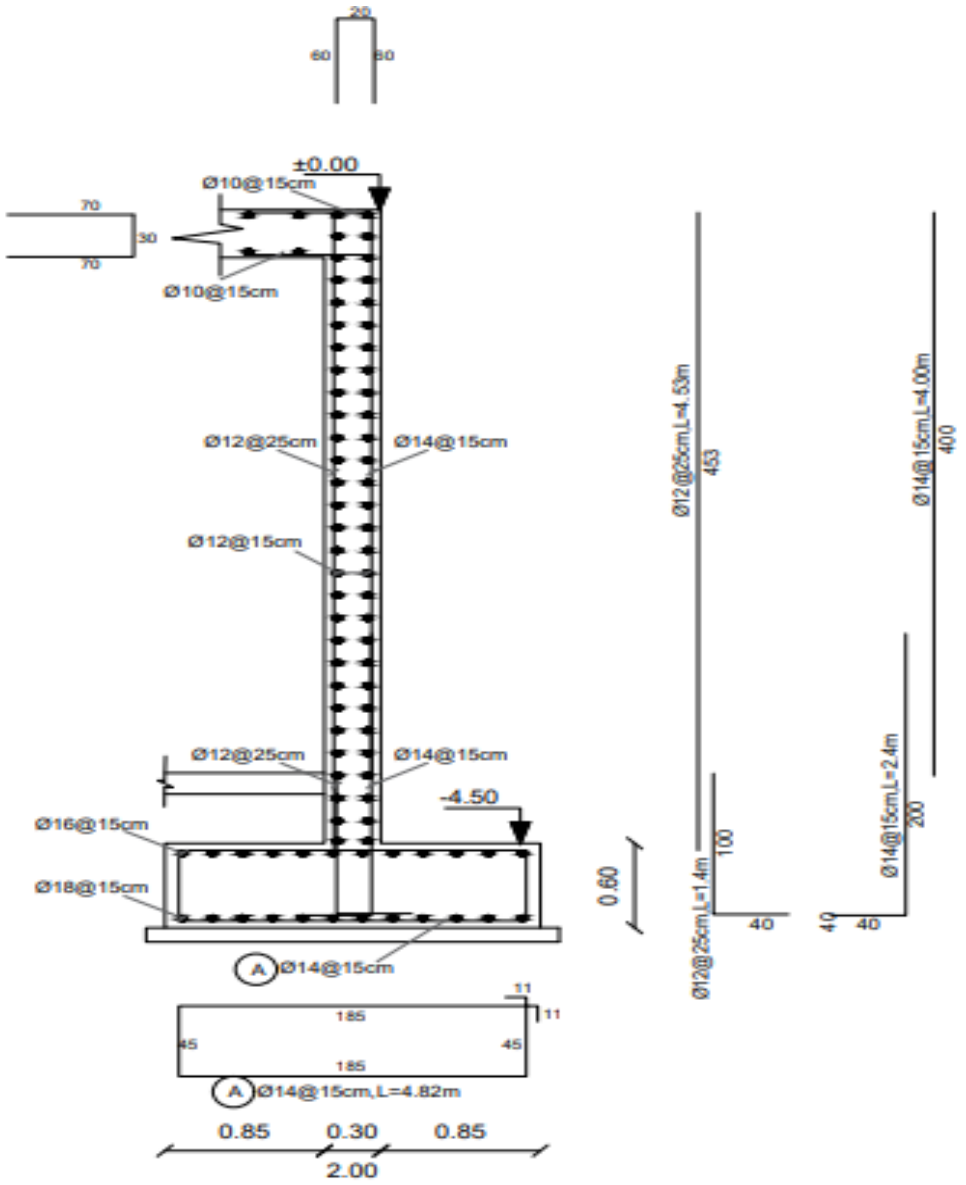
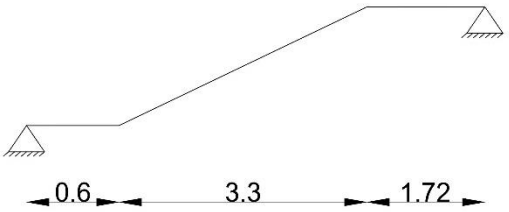
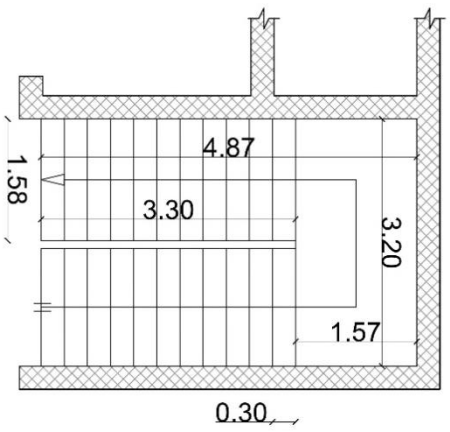


Figure (4-15) Detailing Basement wall

4.13 Design of Stairs





Materials:

Concrete B300 Fc' = 25 N/mm2

Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm2

Design of Flight:

Determination of Thickness:

h_{min} = L/20 =5.62/20 = 28.1 cm

Take h = 30 cm

Run = 300 mm

Rise = 166.7 mm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(16.67 / 30) = 29^{o}$

Dead Load for Flight for 1m Strip:

Table (4-4) Dead Load Calculation of Flight

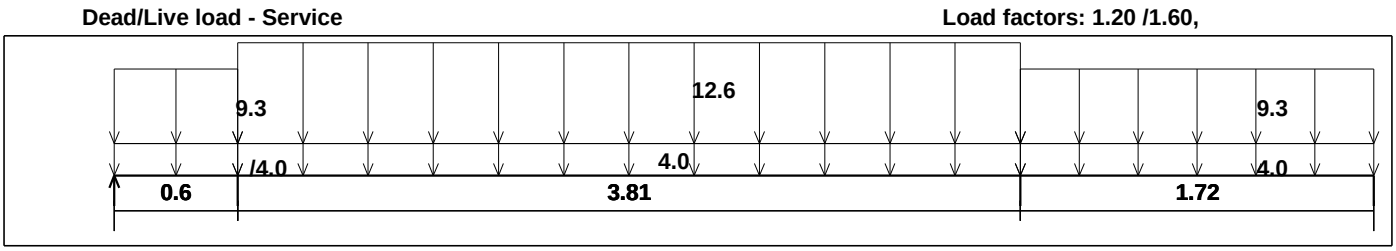
No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*((0.35+0.17)/0.3) = 1.20Kn/m	
2	Mortar	22*0.02*1*((0.3+0.17)/0.3) = 0.69Kn/m	
3	Stair	(25/0.3) *((0.17*0.3)/2) = 2.125Kn/m	
4	R.C	30*0.25*1 / cos29^{o} = 8.57Kn/m	
5	Plaster	22*0.03*1 / cos29^{o} = 0.754Kn/m	
		Sum	12.59Kn/m

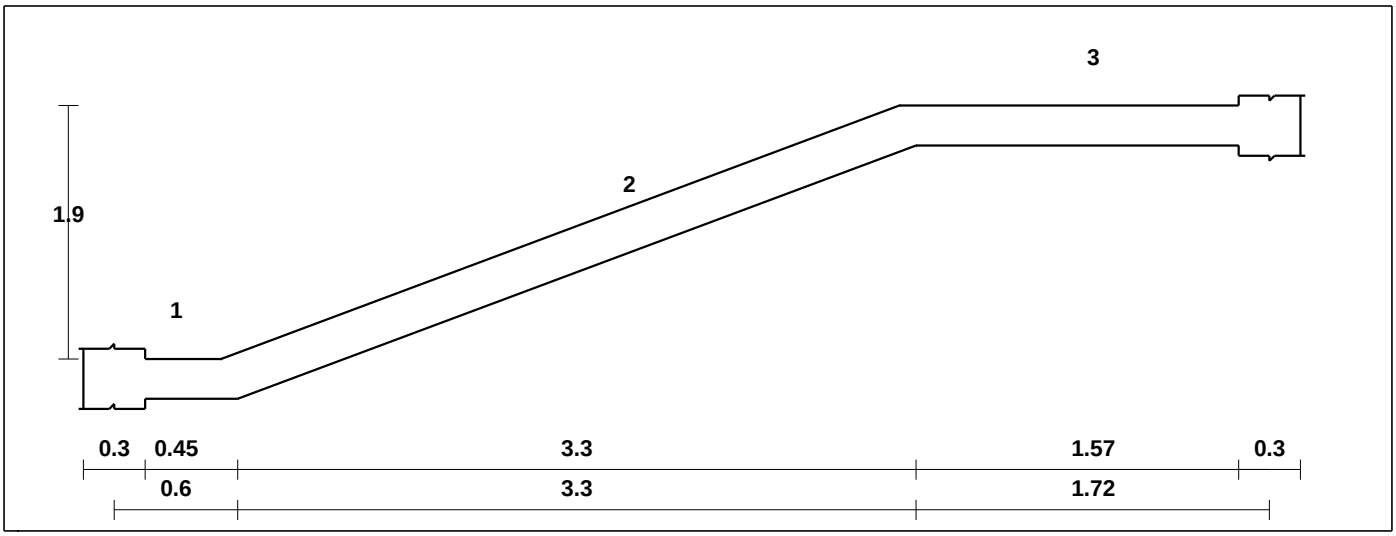
Dead Load For Solid 7 Landing For 1m Strip:

Table (4-5): Dead Load Calculation of Landing.

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69Kn/m	
2	Mortar	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
4	R.C	25*0.3*1= 7.5Kn/m	
5	Plaster	22*0.03*1= 0.66Kn/m	
		Sum	9.3Kn/m

.





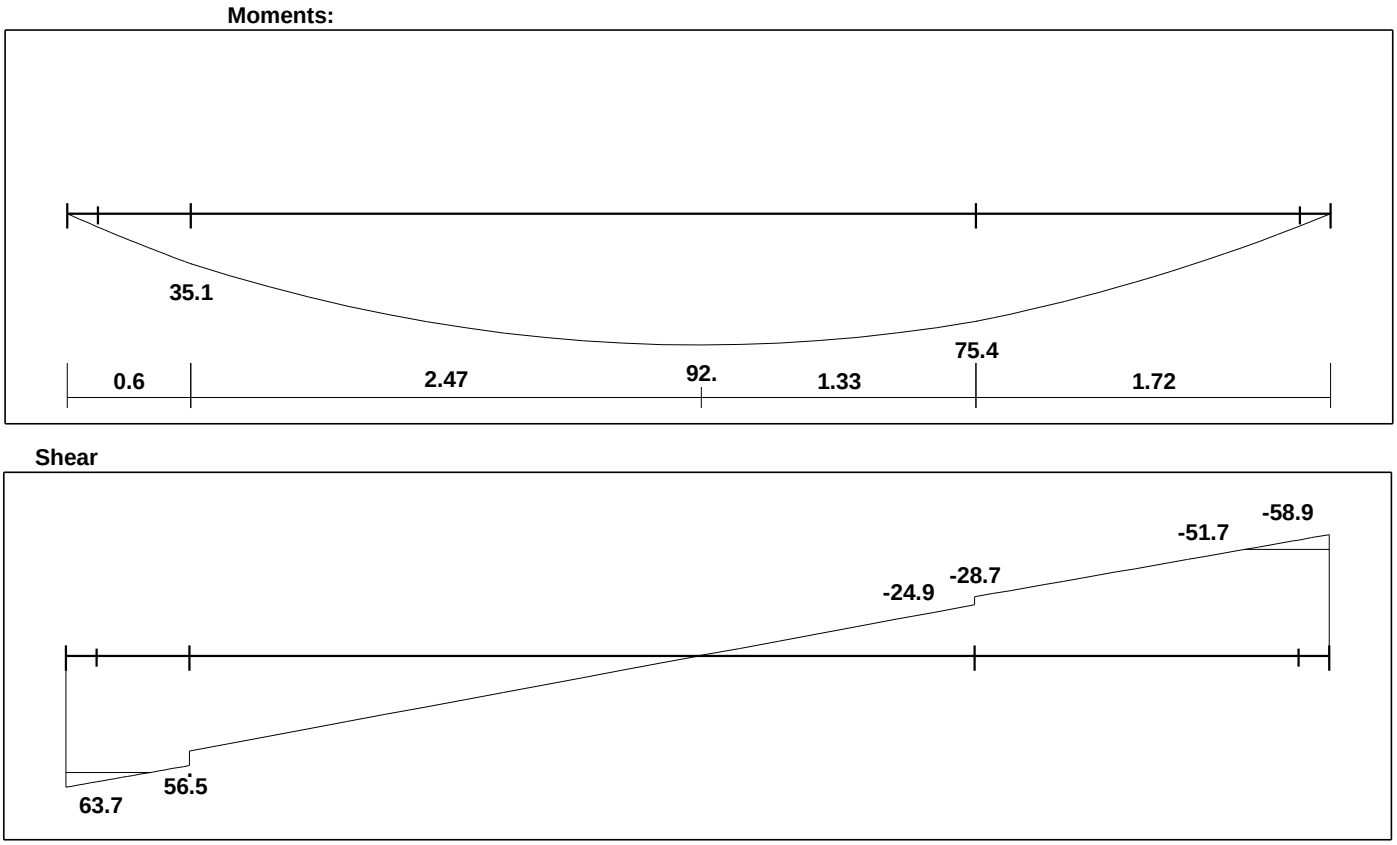


Figure (4-16) Moment/shear for stairs

Design of Shear for Flight: - (Vu=56.5 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273$ mm Beam width = 30 cm

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\, d = 222.9$ Kn

$\Phi V_c = 0.75 * 222.9 = 167.2$KN> Vu = 56.5Kn…… The slab thickness is adequate enough

Design of Bending Moment for Flight: - (Mu=92 Kn.m)

Mu = 92 Kn.m

Mn = Mu / Ø = 92/0.9 = 102.22 Kn.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{102.22\times10^6}{1000\times273^2} =$

$R_n = 1.37\ MPa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = 0.003$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00379 ×1000×273 = 923 mm^2/m
$A_{s,min}$= 0.0018*1000*300 = 540mm^2/m

As_{req} =923 mm^2>$A_{s,min}$=540mm^2/m OK

Select ø614/m

Check for Spacing: -

S = 3h =900 mm

S = 380*($\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$) – 2.5*20 = 330

S = 450mm

S = 330mm **…… is control**

Design of landing:

Mu = 75. 4Kn.m
Mn=Mu/0.9 = 83.8 Kn.m
d = 273 mm

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{75.4\times10^6}{1000\times273^2} =$
=1.01 MPa
M = 20.59

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = 0.0025$
As = ρ * b * d = 674 mm/m

Take As=674 mm> As min = 450 mm
Take 6 Ø 12/m

Temperature and shrinkage reinforcement:

As=0.0018bh = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 mm
$n = \frac{As}{As\emptyset12} = \frac{540}{113} = 4.8$, $s = \frac{100}{n} = \frac{100}{4.8} = 20.9\ cm$
Take 5 Ø 12/m

***hinge**: as we know the deflection is directly proportional with load(W) and length of span (L), And it is proportional to inversely with moment of inertia (I) and modiolus of elasticity (E), from this we can resist deflection by increase (I) by increase the depth of slab or beam, or increase (E) by increase area of steel (As) in slab.

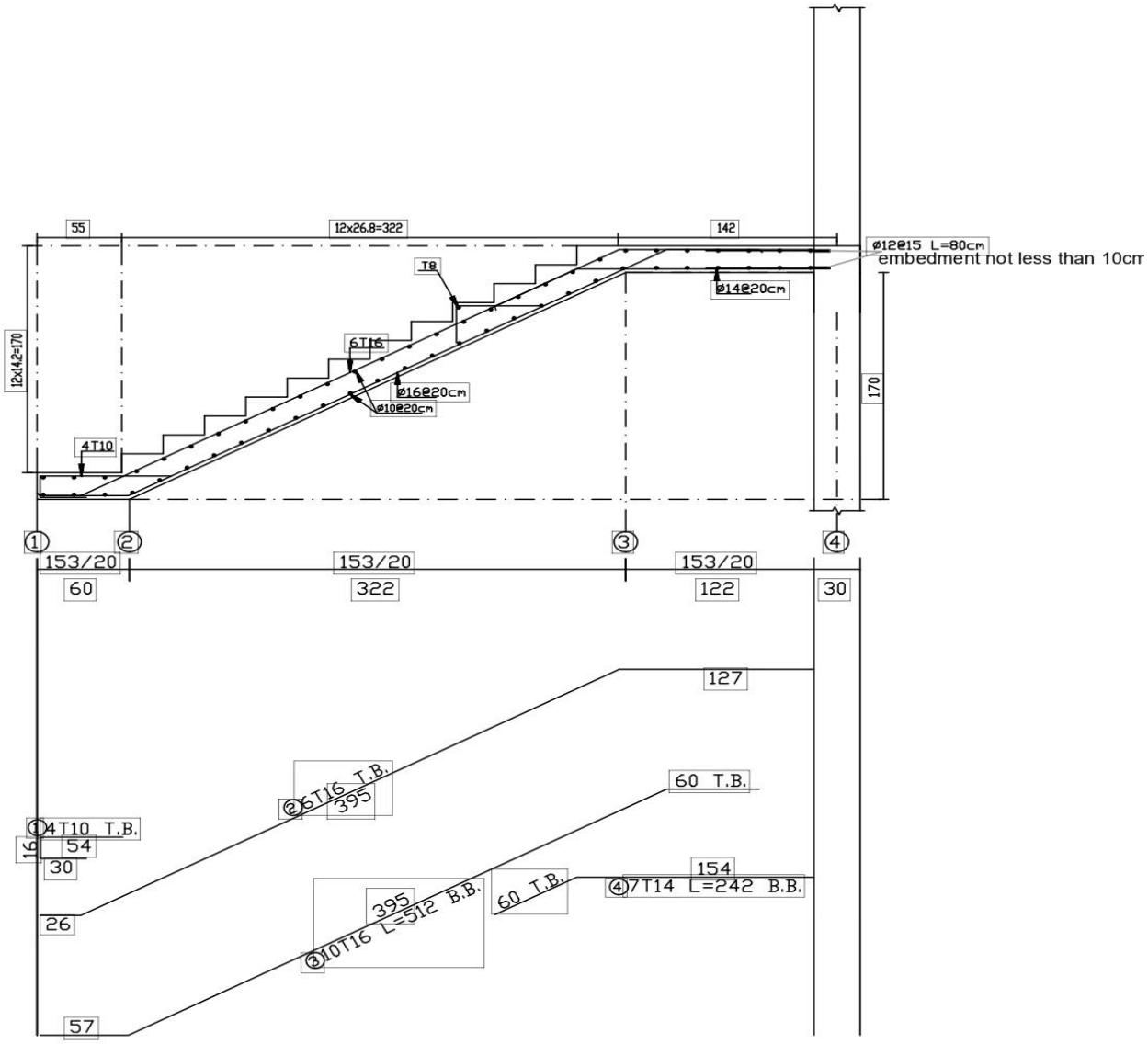


Figure (4-17) Detailing STAIRS

In this stair we decrease the depth to be (250 mm) and increase area of steel to create deflection $\Delta < \Delta max = \frac{L}{240}$:

الفصل الخامس - 5 -

النتائج والتوصيات

5-1 النتائج

5-2 التوصيات

5-3 المراجع

5-1 النتائج

1- يجب على كل مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة .

2- من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار , العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

3- من أهم خطوات التصميم الإنشائي , كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم , مع الأخذ بعين الأعتبار الظروف المحيطة بالمبنى.

4- برامج الحاسوب المستخدمة :-

أ- AutoCAD: - وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

ب- (ETABS , SAFE , BEAMD) :- للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية .

ت- Microsoft Office :- تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع , وإعداد الجداول المرفقة للتصميم .

5- الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من الكود الأردني .

6- من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم , صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

5-2 التوصيات

لقد كان لهذا المشروع دورا كبيرا في فهم المشاريع الإنشائية للأبنية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم حيث نود أن نقدم من هذا العمل مجموعة من التوصيات نأمل أن تعود بالفائدة لمن يخطط بأختيار مشاريع ذات طابع إنشائي .

1. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
2. ولابد في هذه المرحلة توفر معلومات شاملة عن التربة والموقع وقوة تحمل تربة الوقع.
3. من ثم تحديد موقع الجدران القطع والأعمدة بالتنسيق مع الفريق المعماري ويحاول الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية من أجل تحمل الأحمال الواقعة على المبنى .
4. أن تكون الأعمدة والجدران موزعة على جميع أنحاء المبنى ليتم استخدامها في مقاومة القوى الأفقية وأحمال الزلازل وغيرها .
5. العمل على المشروع الإنشائي بروح الفريق بين أعضاء المشروع.

5-3 المراجع

1. American Concrete Institute (A.C.I), Building code Requirement for structural concrete (ACI-318M-14).

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

تم بحمد الله