جـامـعـة بـولـيـتـكـنـك فـلـسـطـيـن

كـلـيـة الـهـنـدسـة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ " مركز البحوث الزراعية"

فـريـق الـعـمـل:

رهف البطران — رامي ابو زلطة

أحمد فنون — ربيع حسنية

إشـراف:

م.حمدي ادعيس.

2021 م

جـامـعـة بـولـيـتـكـنـك فـلـسـطـيـن

كـلـيـة الـهـنـدسـة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ " مركز البحوث الزراعية"

فـريـق الـعـمـل:

رهف البطران — رامي ابو زلطة

أحمد فنون — ربيع حسنية

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. حمدي ادعيس	م. فيضي شبانة
.....	.....

مايو – 2021 م

الإهـــــداء

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

نفهم 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

شـكـر وتـقـديـر

ليس هناك شكر أعظم من الاعتراف بالجميل، وليس هناك مشكور أعظم من صاحب الفضل الذي

لا ينقطع فضله ولا تنحصر نعمه .فالحمد لله حمدا لا ينتهي عند حد ولا ينقطع عند أجل.

ووفي هذا المقام لا يسعنا إلا أن نتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا ؛ إلى كل من ساهم في إنجاز مشروعنا هذا، متحدين معنا كل الصعاب فلهم جميعًا الشكر والتقدير كله.

ونخص بشكرنا وتقديرنا أستاذنا الفاضل المهندس حمدي ادعيس المشرف والموجه والمعلم ,الذي لم يتوان ولم يتأخر عن تقديم ما أتاه الله من علم وحلم لنا.

ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كل بمكانه الذين كرسوا وقتهم وجهودهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال سنوات الدراسة.

كما نتقدم بشكرنا إلى 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

خـلاصـة الـمـشروع

التصميم الإنشائي مهم وينتج عنه جميع المخرجات المتعلقة بثبات جميع العناصر الإنشائية , حيث يتم تقييم الأمان الإنشائي لهذه العناصر بعد القيام بعملية تحديد الأحمال والتحليل والتصميم الإنشائي .اختيار المقاطع يتم اعتمادا على توفير عامل الأمان الإنشائي وكذلك اعتمادا على التكلفة الاقتصادية .

يتكون المبنى من ثلاث طوابق , وتبلغ المساحة الإجمالية حوالي (5000) متر مربع , ويتميز التصميم من الناحية المعمارية للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية , إضافة إلى أنه تم الاهتمام عند توزيع الكتل بتوفير الراحة والسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين .

الطابق الأرضي مساحته الطابقية حوالي 2270 متربع مربع عبارة عن غرف للتعليم ومكاتب وعدد من المختبرات, كافتيريا ومطبخ وقاعه متعددة الاستخدامات. والطابق الأول مساحته الطابقية حوالي 2200 متر مربع , يتكون من مكاتب للبحث وقسم للتكنولوجيا الحيوية وبنك للبذور وقسم للمعدات ومختبر لصحة الحيوانات ومساحة للأدوات ومنطقة لتجفيف النباتات وغرف للشؤون الشخصية وغرفة محاسبة. أما الطابق الثاني مساحته حوالي 360 متر مربع , يتكون من غرف نوم وقاعة للطعام وحمامات.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخرسانية , وتعدد الكتل ووجود تراجعات في المساحات الطابقية

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 :-

ETABS,ATIR, SP Column, Microsoft office and AutoCAD .

وفي مرحلة مشروع التخرج سيتم تقديم دراسة إنشائية تفصيلية من حيث التحليل والتصميم وتقديم مخططات تفصيلية لما تم تصميمه

والله ولي التوفيق.

Abstract

Structural design is important and results in all outputs related to the stability of all structural elements, where the structural safety of these elements is evaluated after carrying out the process of determining the loads, analysis and structural design. The selection of sections is done depending on the provision of the structural safety .factor as well as on the economic cost

The building consists of three floors, and the total area is about (5000) square meters, and the design is distinguished from the architectural point of view that it was done in a manner based on the multiplicity of space blocks and distributed in a coherent manner in terms of aesthetics and functionality, in addition to that attention was paid .when distributing the blocks to provide comfort, ease and speed Access to users

The ground floor has a floor area of about 2270 square meters, consisting of rooms for education, offices and a number of laboratories, a cafeteria, a kitchen and a multi-use hall. The first floor has a floor area of about 2,200 square meters, consisting of research offices, a biotechnology department, a seed bank, a equipment department, an animal health laboratory, a space for tools, a plant drying area, rooms for personal affairs and an accounting room. The second floor is about 360 square meters, and it .consists of bedrooms, a dining hall, and bathrooms

The importance of the project lies in the diversity of the structural elements in the building such as bridges, columns and concrete slabs, and the multiplicity of blocks and the presence of retreats in the floor areas

It is worth noting that the Jordanian code will be used to determine live loads, and to determine earthquake loads, as for structural analysis and section design, the American code (ACI_318_08) will be used, and it must be noted that some computer - :programs such as

.ETABS, ATIR, SP Column, Microsoft office and AutoCAD

In the stage of the graduation project, a detailed construction study will be presented in terms of analysis, design and detailed plans for what has been designed

.

God grants success.

فهرس المحتويات

الموضوع	رقم الصفحة
تقرير مشروع التخرج	I
تقييم مشروع التخرج	II
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس المحتويات	VIII
List of abbreviations	I X
List of abbreviations	X
فهرس الجداول	XI
فهرس الأشكال	XII
الفصل الأول : المقدمة	1
1-1 المقدمة	2
1-2 اهداف وٱلمشروع	2
1-3 مشكلة المشروع	2
1-4 حدود مشكلة المشروع	3
1-5 المسلمات	3
1-6 فصول المشروع	3
1-7 اجراءات المشروع	4
الفصل الثاني : الوصف المعماري	5
2-1 مقدمة	6
2-2 لمحة عامة عن المشروع	7
2-3 موقع المشروع	7
2-3-1 أهمية الموقع	7
2-3-2 المناخ	7
2-4 وصف طوابق المشروع	8
2-4-1 الطابق الارضي	9
2-4-2 الطابق الأول	10
2-5 الواجهات	11
2-5-1 الواجهة الشمالية	11
2-5-2 الواجهة الغربية	11
2-5-2 الواجهة الشرقية	12
2-5-2 الواجهة الجنوبية	12

6-2 المقاطع الطولية	13
1-6-2 مقطع معماري A-A	13
2-5-2 مقطع معماري B-B	14
7-2…. 2-8 وصف الحركة والمداخل	14
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	15
1-3المقدمة	16
2-3الهدف من التصميم الإنشائي	16
3-3 مراحل التصميم الانشائي	16
4-3 الأحمال	17
1-4-3 أحمال ميتة	17
2-4-3 الأحمال الحية	18
3-4-3 الأحمال البيئية	18
4-4-3 أحمال الرياح	18
5-4-3 أحمال الثلوج	18
6-4-3 أحمال الزلازل	19
5-3 الاختبارات العملية	20
6-3 العناصر الإنشائية	20
1-6-3العقدات	19
1-1-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	20
1-2-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين	20
1-3-6-3 عقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	21
1-4-6-3 عقدات المصمتة ذات الاتجاهين	21
2-6-3الأدراج	22
3-6-3 الجسور	23
4-6-3 الأعمدة	23
5-6-3 جدران القص	24
6-6-3 الأساسات	25
7-6-3 الجدران الاستنادية	25
7-3 فواصل التمدد	25
8-3البرامج التي تم استخدامها في المشروع	26
الفصل الرابع :Structural Analysis and Design	27
Introduction : 1-4	28
Factored loads : 2-4	28
Slabs thickness calculation : 3-4	29
Load calculations : 4-4	30
One way ribbed slab : 1-4-4	30
Design of Topping :5-4	31
Design of One Way Rib (1) :6-4	32
Design of flexure Way Rib (1) :1-6-4	33
Design of positive moment of Rib (1) :1-1-6-4	33
Design o negative moment of Rib (1) :1-1-6-4	37
Design of shear of Rib (1) :2-6-4	38
Design of Beam(3) : 7-4	40
Design of flexure :1-7-4	42

Design of maximum positive moment for Beam (3) 1 -1-7-4 42
Design of maximum negative moment for Beam (3) :2-1-7-4 46
Design of shear for Beam (3) :2-7-4 47
Design of Coloumn : 8-4 50
Load Calaculation(C10) :1-8-4 50
Dimensions of Column : 2-8-4 50
Design of Isolated Footing(F4):9-4 53
Materials and Loads:1-9-4 53
Design of one-way shear strength:2-9-4 54
Design of Tow-way shear strength: 3-9-4 54
Design Bending moment for long dirction:4-9-4 55
Design Bending moment for short dirction:5-9-4 56
Design of Dowels:6-9-4 57
Design of Stair:10-4 59
Design of Flight : 1-10-4 59
Design of flexure of stair :2-10-4 61
Design of Shear for Flight(Vu=86.68 Kn) :3-10-4 61
Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=196.5 Kn.m):4-10-4 62
Design of Landing:5-10-4 63
Design of Shear Wall (SW17):11-4 65
Design of Horizontal Reinforcement: :1-11-4 65

الفصل الخامس: النتائج والتوصيات 68
1-5:المقدمة 69
2-5:النتائج 69
3-5 : التوصيات 70
4-5 : المصادر والمراجع 70
5-5 : الملاحق 71

List of Abbreviations

- **Ac = area of concrete section resisting shear transfer.**
- **As = area of non-pre-stressed tension reinforcement.**
- **A_s' = area of non-pre-stressed compression reinforcement.**
- **Ag = gross area of section.**
- **Av = area of shear reinforcement within a distance (S).**
- **At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).**
- **b = width of compression face of member.**
- **bw = web width, or diameter of circular section.**
- **C_c = compression resultant of concrete section.**
- **C_s = compression resultant of compression steel.**
- **DL = dead loads.**
- **d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.**
- **Ec = modulus of elasticity of concrete.**
- **f_c' = compression strength of concrete .**
- **fy = specified yield strength of non-pre-stressed 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 .**

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجداول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2020-2021)	4
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	19
2-3	الأحمال الحية لعناصر المبنى	19
3-3	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	31
1-4	Calculation of the total dead load for one way ribbed slab	32
2-4	Dead load Calculations	43
3-4	Dead Load Calculation of Flight	44
4-4	Dead Load Calculation of Landing	45

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
1-2	الموقع العام	8
2-2	المسقط الافقي للطابق الارضي	9
3-2	المسقط الافقي للطابق الاول	10
4-2	المسقط الأفقي للطابق الثاني	12
5-2	الواجهة الشمالية	13
6-2	الواجهة الغربية	14
7-2	الواجهة الجنوبية	15
8-2	الواجهة الشرقية	16
9-2	Section A-A	17
10-2	Section B-B	18
1-3	تأثير الرياح على المباني من حيث الارتفاع	19
2-3	تأثير الرياح على المباني من حيث البيئة المحيطة	20
3-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	21
4-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	22
5-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	23
6-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	24
7-3	الدراج	30
8-3	انواع الجسور	32
9-3	انواع الاعمدة	33
10-3	جدران القص	34
11-3	أساس منفرد	35
1-4	Ground Floor Slab	36
2-4	Geometry of Rib and It's Dimension	37
3-4	loading of rib (1)	37
4-4	Moment Envelope of rib (1)	39
5-4	Beam Geometry	39
6-4	Loading of Beam (B3)	45
7-4	Moment & Shear Envelope for Beam (B3)	47
8-4	Column Reinforcement Details	52
9-4	Footing Section	53
10-4	one-way shear calculation.	54
11-4	Detailing of footing	58
12-4	Stair Plan.	59
13-4	Statically System and Loads Distribution of Flight	61
14-4	Statically System and Loads Distribution of Landing.	63
15-4	Stair Reinforcement Details	64

الفصل الأول

المُـقَـدِمَة

1-1 المقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود مشكلة المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 إجراءات المشروع.

1-1 المقدمة:

الهندسة بصفة عامة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات والخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية.

فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه.

وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد في المجتمع.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة، ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطاً وثيقاً بأرواح البشر.

والمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

2-1 أهداف المشروع:

نأمل من هذا المشروع بعد إكماله أن نكون قد وصلنا إلى الأهداف التالية:

1. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشروع وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

3-1 مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور.... الخ وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له 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 حدود مشكلة المشروع:

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث بدأنا العمل على ذلك في هذا الفصل من خلال مقدمة مشروع التخرج، وسنقوم باستكمال العمل خلال مساق مشروع التخرج في الفصل القادم.

1-5 المسلمات:

1. اعتماد الكود الاردني في التصاميم الإنشائية المختلفة .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (SAP2000 , Etabs , Safe , Atir12)
3. برامج أخرى مثل AutoCAD , Excel , Power Point , Microsoft office Word .

1-6 فصول المشروع:

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

1- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة.
2- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
4- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي لبعض العناصر الإنشائية.
5- الفصل الخامس: النتائج والتوصيات.

7-1 إجراءات المشروع:

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهدافالمشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

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

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

4) تصميم بعض العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) استخدام بعض برامج التصميم المختلفة في بعض الحسابات.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط:

الأسابيع / الفعاليات	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المبنى معمارياً																
دراسة المبنى انشائياً																
توزيع الأعمدة																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي للمشروع																
اعداد مقدمة المشروع																
عرض مقدمة المشروع																

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2020-2021) م

الفصل الثاني

الوصـف المِـعـمَــاري

2-1 مقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

2-3 موقع المشروع.

2-4 وصف طوابق المشروع.

2-5 الواجهات.

2-6 المقاطع الطولية.

2-7 وصف الحركة والمداخل.

2-8 المداخل.

1-2 مقدمة :

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

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

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

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

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع:

يبحث هذا المشروع تصميم انشاءي ومعماري كامل لمركز ابحاث زراعية في منطقه بيت جالا- السدر- حيث يتكون ثلاث طوابق مساحته الاجماليه حوالي 5000متر مربع. يتضمن المبنى قاعات ومختبرات وعده فراغات اخرى تعنى بنشاط المبنى.

2-3 موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

الموقع المقترح للمشروع هو ارض في مدينه بيت جالا منطقه (السدر) تبعد عن بيت لحم مسافه كيلو متر واحد الى الغرب جنوب الضفة الغربية.

ترتفع قطعه الارض(825M) عن سطح البحر.

2-3-1 أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع:

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مبنى لا تقام بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقام على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض للبناء:

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. وكيفية تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت.

2-3-2المناخ:

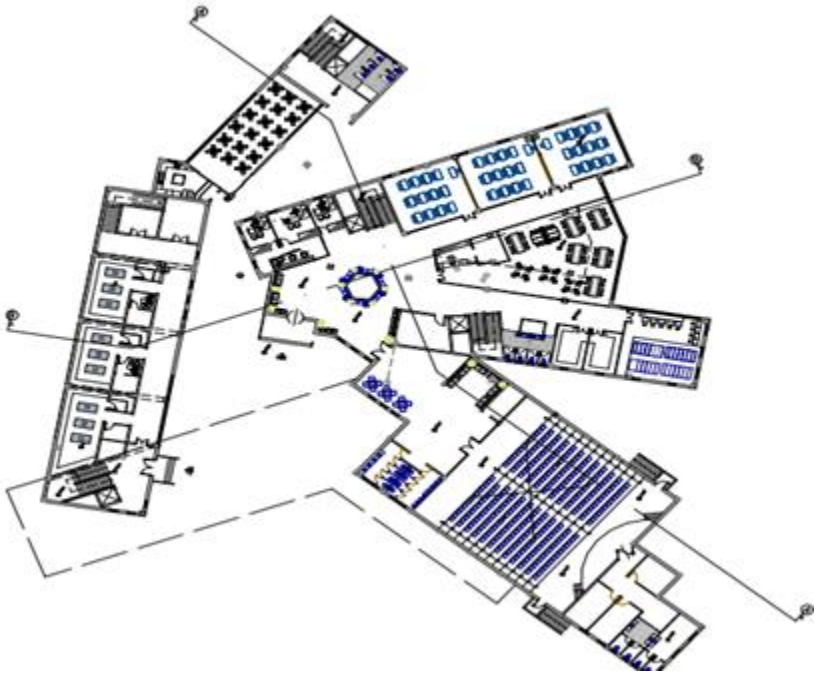
مناخ بيت جالا يتأثر بمناخ فلسطين بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً تبعاً للتضاريس ، الرياح التي تهب هي الرياح الجنوبية الغربية التي تجلب المطر إضافة إلى الرياح الشرقية التي تكون بادرة وجافة شتاءً، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات لتساقط تتراوح ما بين (400-600 ملم) .

2-4 وصف طوابق المشروع:-

يتكون المشروع من ثلاثة طوابق، وهو عبارة عن مؤسسة ذات مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بعدم التماثل بين الطوابق وهذاأدى إلى تنوع في التصميم الإنشائي للمشروع.

2-4-1الطابق الأرضي: -

الطابق الارضي مساحته الطابقية حوالي 2270 متربع مربع عبارة عن غرف للتعليم ومكاتب وعدد من المختبرات, كافتيريا ومطبخ وقاعه متعددة الاستخدامات (2-2).



الشكل (2-2): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

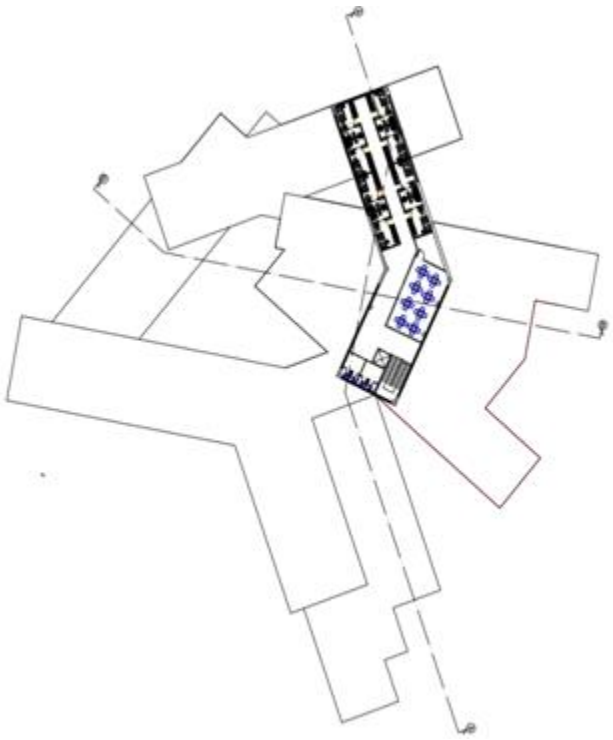
2-4-2 الطابق الأول: -

والطابق الاول مساحته الطابقية حوالي 2200 متر مربع , يتكون من مكاتب للبحث وقسم للتكنولوجيا الحيوية وبنك للبذور وقسم للمعدات ومختبر لصحة الحيوانات ومساحة للادوات ومنطقة لتجفيف النباتات وغرف للشؤون الشخصية وغرفة محاسبة.

الشكل (2-3): المسقط الأفقي للطابق الأول.

3-4-2 الطابق الثاني: -

الطابق الثاني مساحته حوالي 360 متر مربع , يتكون من غرف نوم وقاعة للطعام وحمامات.، كما هو موضح في الشكل (2-4).



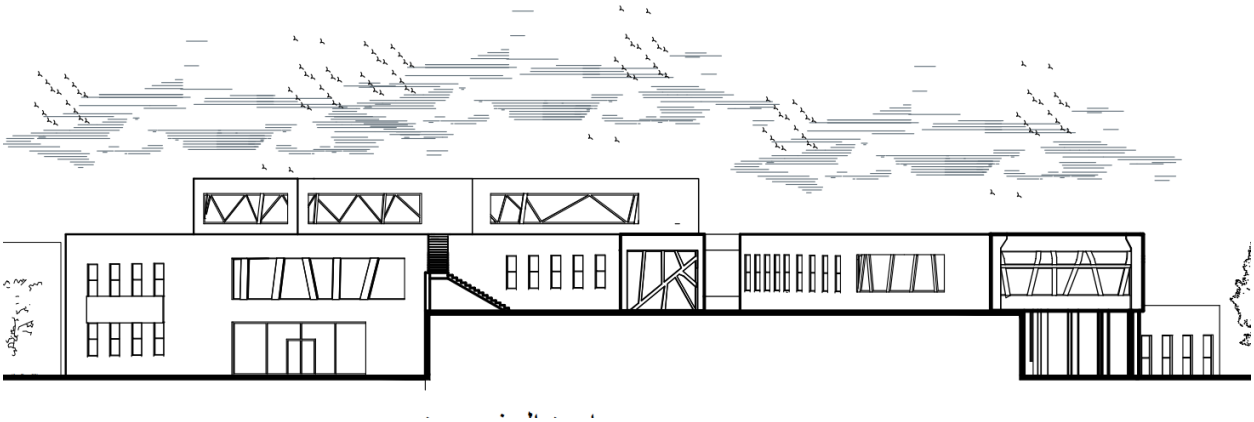
الشكل (2-4): المسقط الأفقي للطابق الثاني

5-2 الواجهات: -

1-5-2 الواجهة (الشمالية):

الشكل (2-6): الواجهة الشمالية.

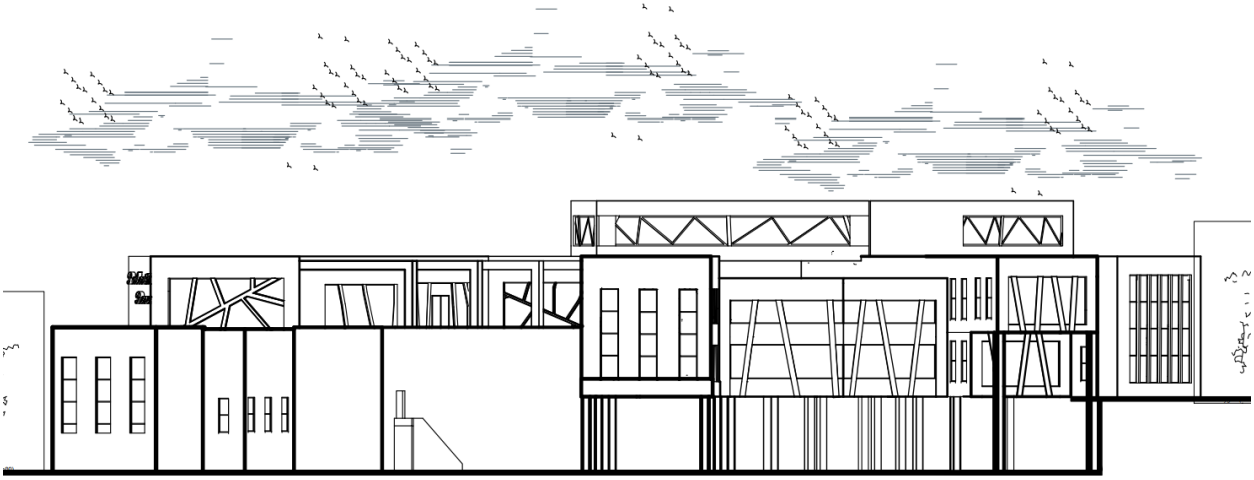
2-5-2 الواجهة الغربية:



الشكل (2-7): الواجهة الغربية

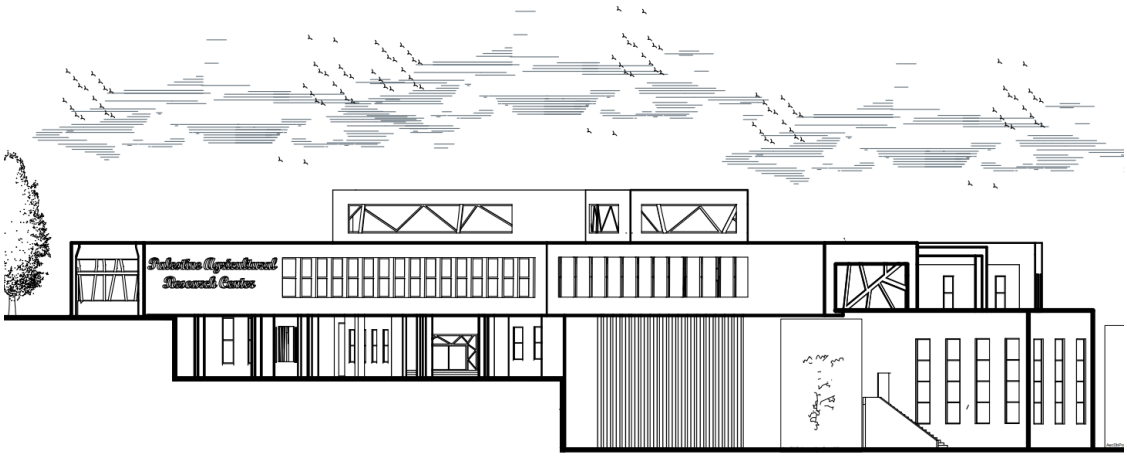
\

2-5-3 الواجهة الشرقية:



الشكل (2-8) : الواجهة الشرقية.

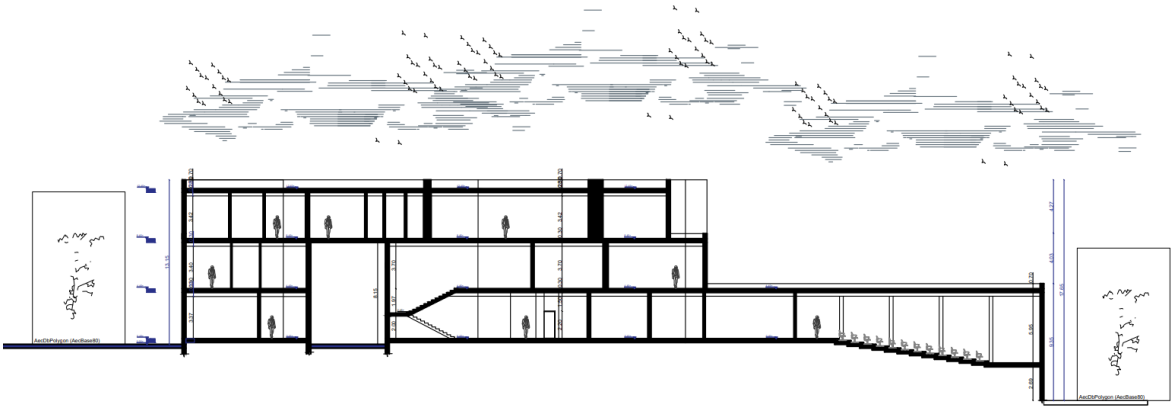
2-5-4 الواجهة الجنوبية:



الشكل (2-9): الواجهة الجنوبية

2-6المقاطع الطولية: -

2-6-1 القطاع أ - أ



الشكل (2-10): القطاع أ- أ

2-6-2 القطاع ب - ب:

الشكل (2-11): القطاع ب – ب

2-7 وصف الحركة والمداخل: -

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية وسهولة التنقل بين أجزاءالمبنى وطوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى .

2-8 المداخل: -

يحتوي المشروع على:

1. مدخل رئيسي
2. مدخلان فرعيان .

الـفـصـل الـــثـــالـــث

الـــــوصـــــف الإنْـــشَـــــائِـــي

1-3 مقدمة.

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي.

4-3 الأحمال.

5-3 الاختبارات العملية.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

7-3 فواصل التمدد.

8-3 برامج الحاسوب.

3-1 مـقـدمـة:-

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

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

3-2 الهدف من التصميم الإنشائي: -

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

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

3-3 مراحل التصميم الإنشائي: -

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

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.

المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

4-3 الأحمـال:

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

1-4-3 الأحمال الميتة: -

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

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	18
3	الخرسانة	25
4	الطوب	4.5
5	البلاط	23
6	القواطع	1.5

جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

2-4-3 الأحمال الحية:-

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

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مكاتب للاستعمالات الخفيفة	3
2	الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة	4

جدول (2-3): الأحمال الحية للمبنى.

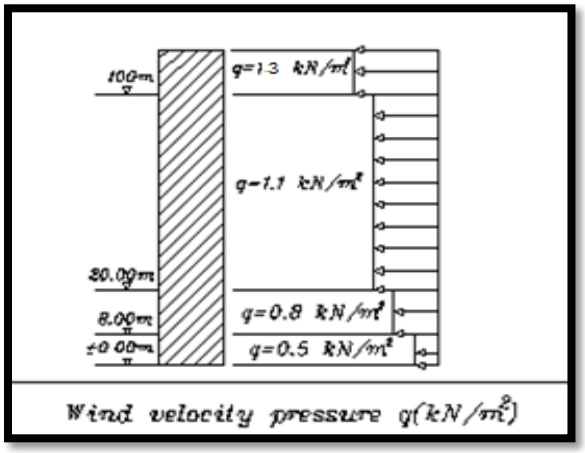
3-4-3 الأحمال البيئية:

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

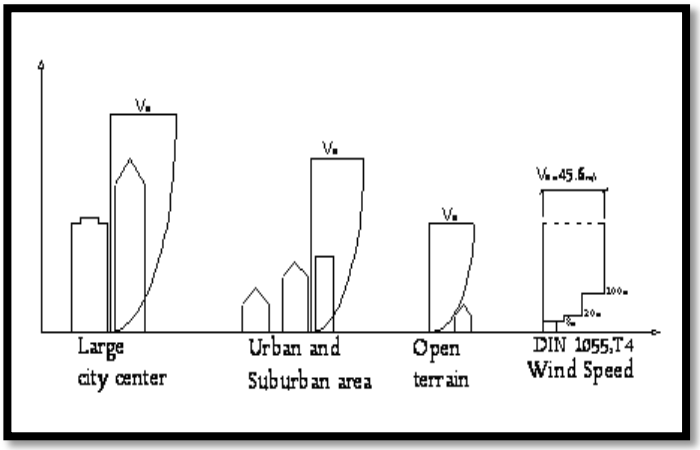
1-3-4-3 أحمال الرياح:

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 الأخرى.

ويبين الشكل التالي تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به



الشكل (1-3) تأثير الرياح على المباني من حيث الارتفاع



الشكل (2-3) تأثير الرياح على المباني من حيث البيئة المحيطة به

2-3-4-3 أحمال الثلوج:

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

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

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

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

3-3-4-3 أحـمـال الـزلازل:

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

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها. الذي ستستخدم من أجله ،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، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية , وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة ,عند البناء عليها, وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

3-6 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

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

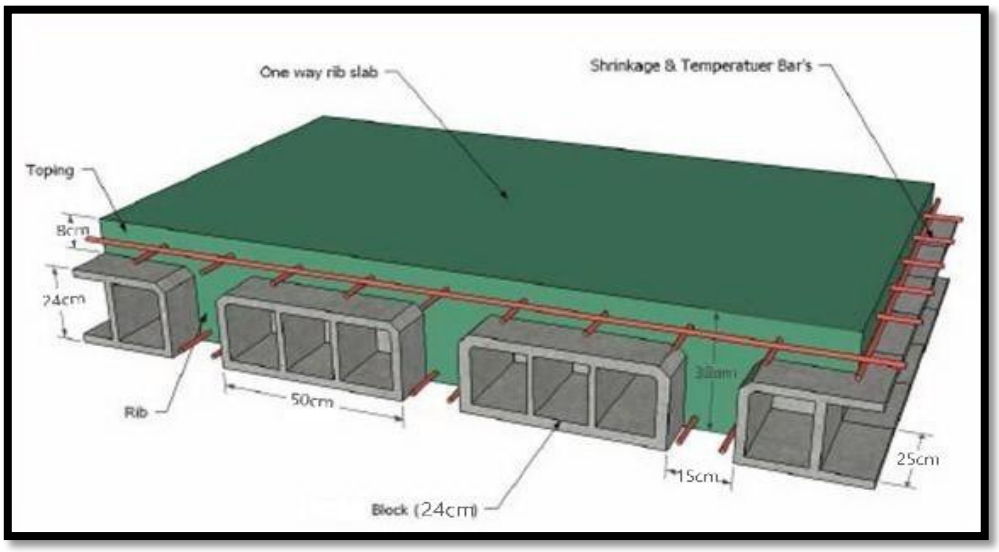
3-6-1 العقدات

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

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
3. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد(One way solid slab).
4. العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Tow way solid slab)

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

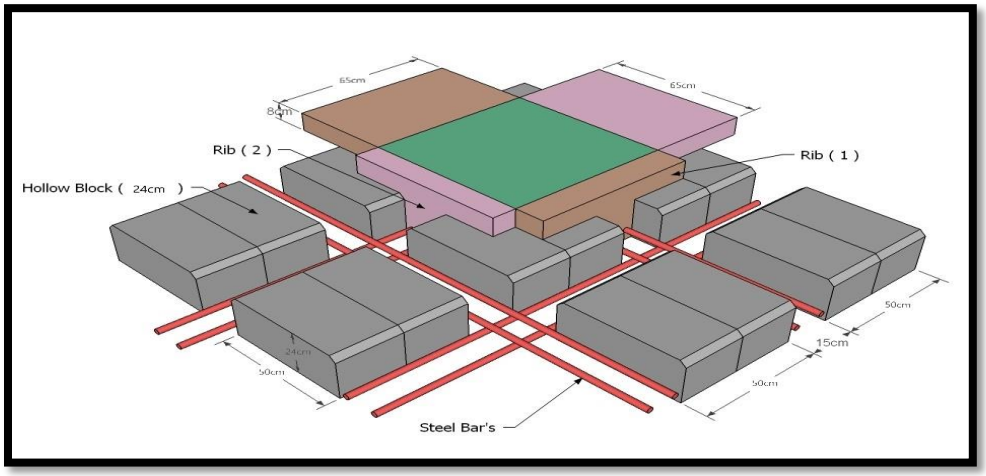
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



الشكل (3 – 3) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

3-1-6-2 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs)

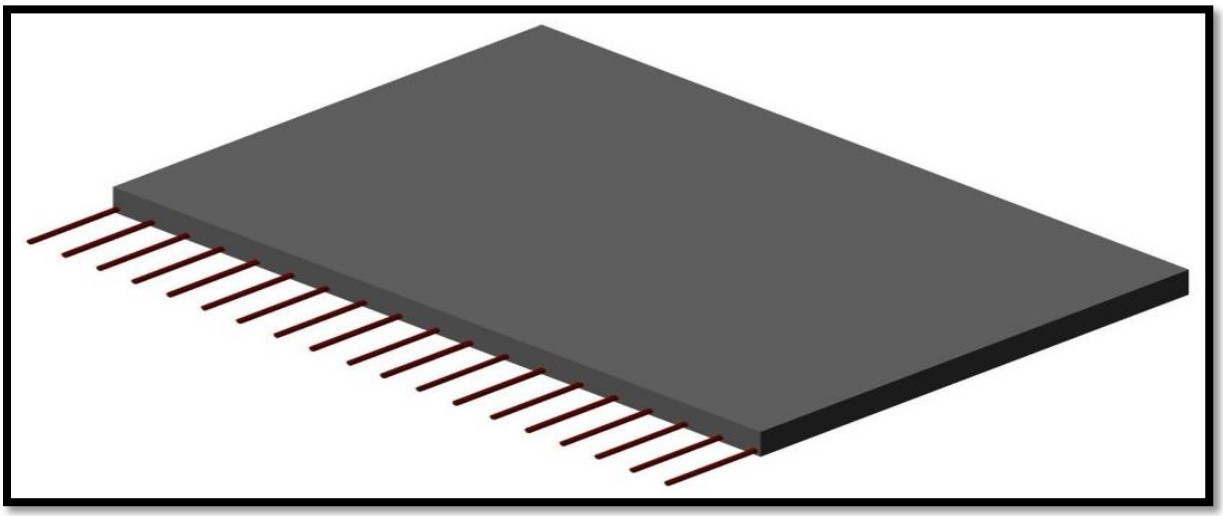
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-4):



الشكل (3 – 4) العقدة ذات العصب باتجاهين.

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

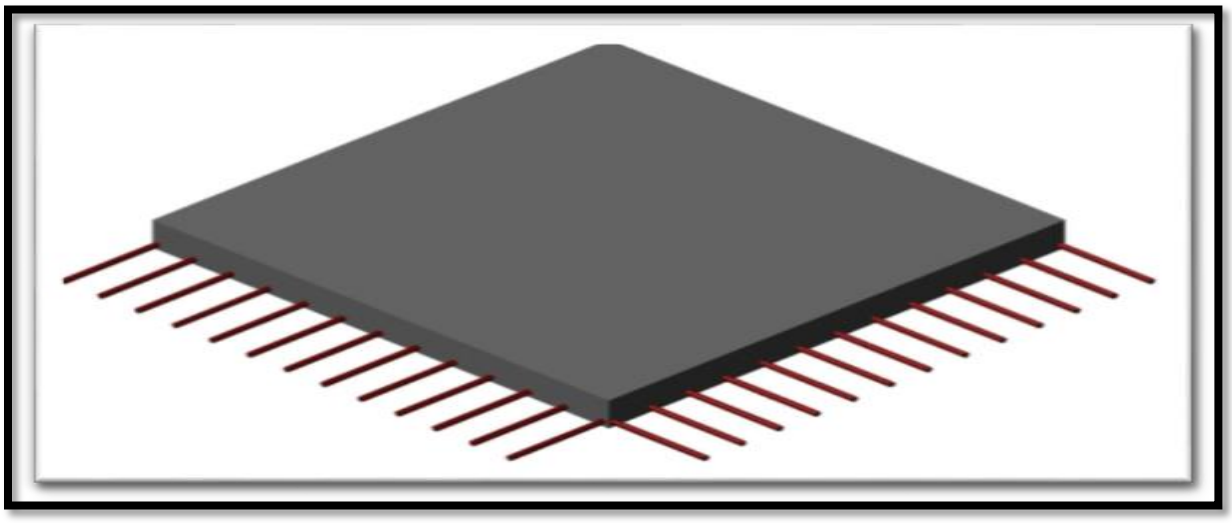
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، كما في الشكل (5-3): -



الشكل (3 -5) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

3-1-6-4 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs) :

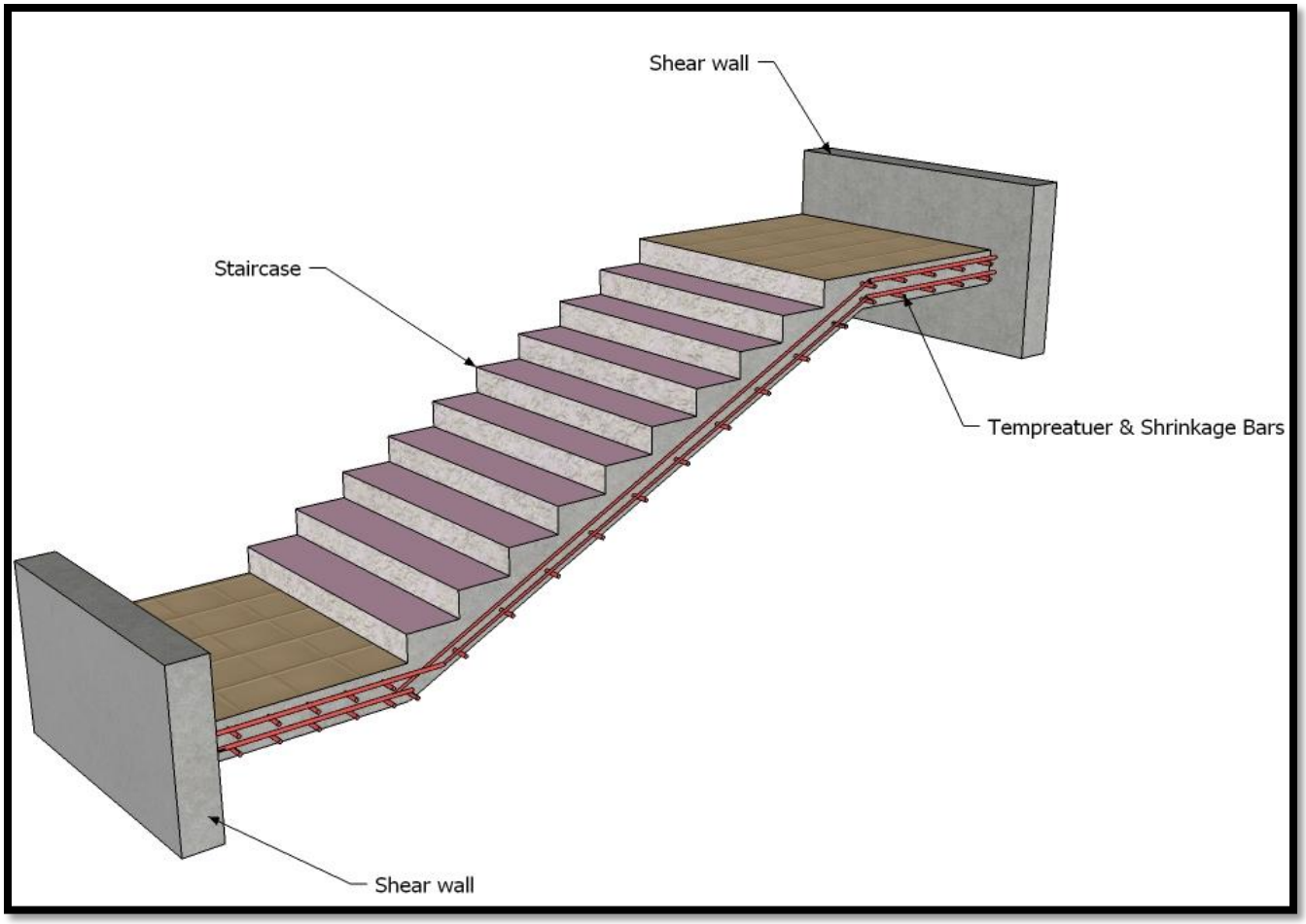
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (6-3).



الشكل (3-6) :العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

2-6-3 الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابق المبنى، الشكل (7-3).



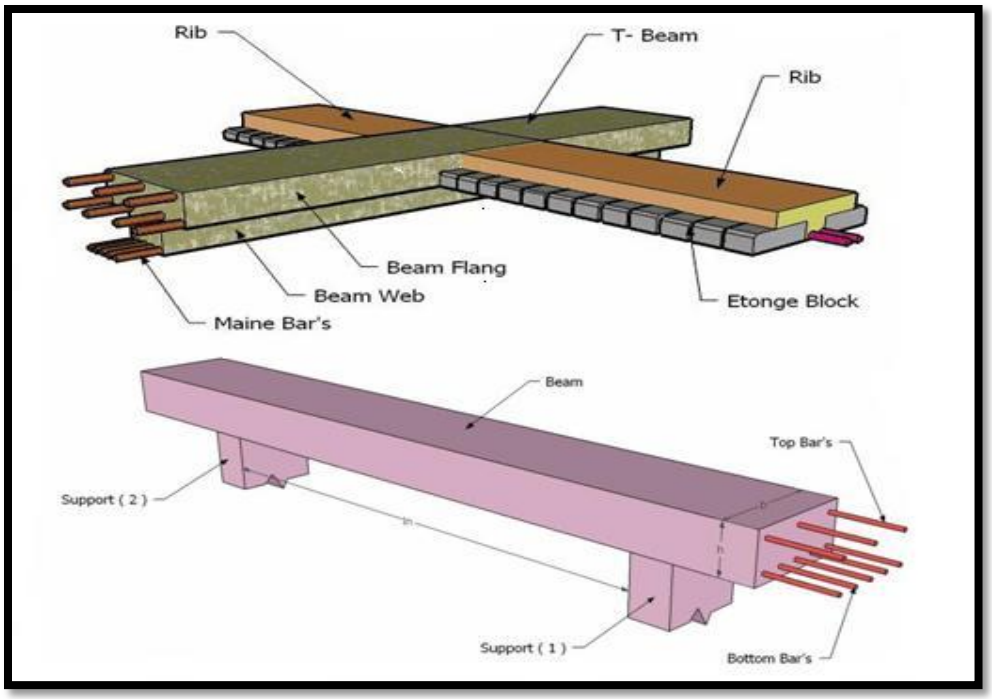
الشكل (3 – 7):- الدرج .

3-6-3 الجسور: -

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

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

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر, وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (8-3) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



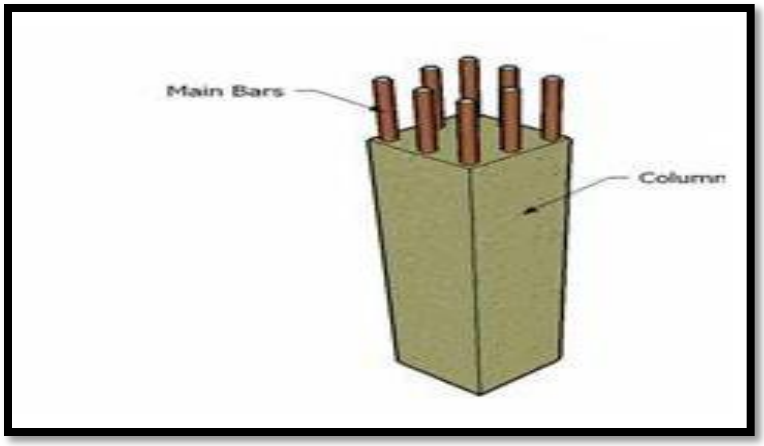
الشكل (3 –8) -أنواع الجسور.

4-6-3 الأعمدة:

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

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

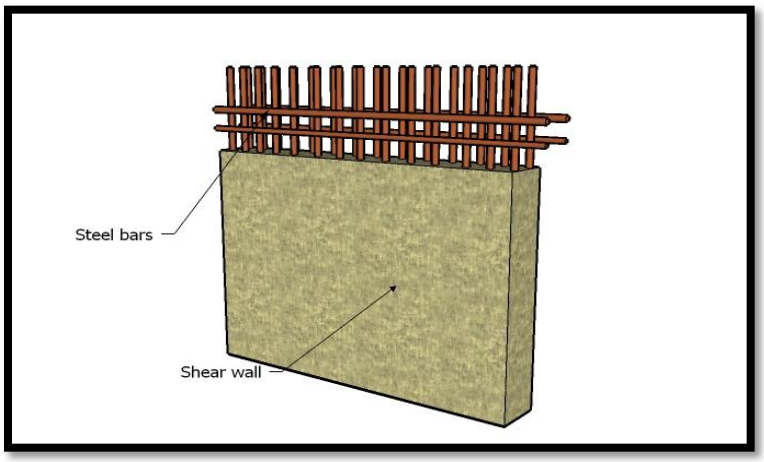
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على نوع من أنواع من الأعمدة وهي المستطيلة كما في الشكل (3-9)



الشكل (3 – 9): -أنواع الأعمدة.

5-6-3 جدران القص:

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (3-10)



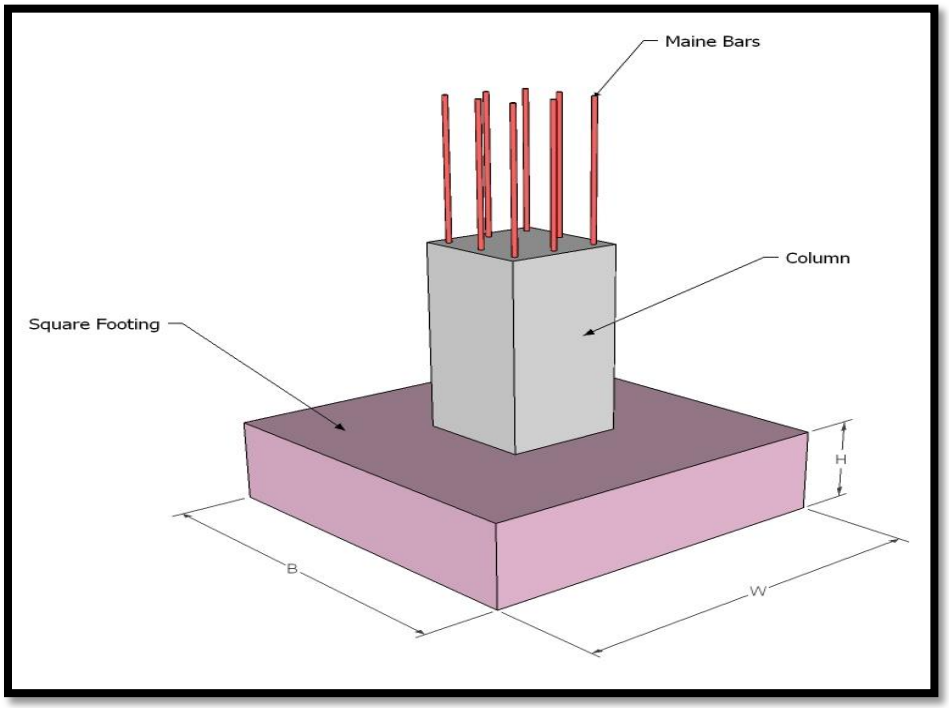
الشكل (3-10) جدار قص.

6-6-3 الأساسات:

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

1- أساسات منفصلة (Isolated footing)
2- أساسات مزدوجة (Compound footing)
3- أساسات شريطية (Strip footing)
4- أساسات الحصيرة (Mat footing)

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



الشكل (3 –11) أساس مفرد.

3-7 فواصل التمدد (Expansions Joints)

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

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين.
- من 30 إل 35 م في المناطق الحارة.
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش والتمدد والزحف.
- وفي حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الاستنادية والأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل واخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد.

3-8 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

1. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2013) For Text Edition.
3. Atir 12.
4. Safe 2016 .

Chapter 4

Structural Analysis and Design

4.1 Introduction.

4.2 Factored load.

4.3 Slabs thickness calculation

4.4 Load calculations.

4.6 Design of Rib (1).

4.7 Design of beam { B3 , (80* 32) }.

4.8 Design of column

4.9 Design of Foundation

4.10 Design of stair

4.11 Design of Shear

4 .1 Introduction:-

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

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

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

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

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-14 code.

NOTE:

$fc' = 24N/mm^2 (MPa)$ For concrete slab.

$fc' = 24N/mm^2 (MPa)$ For beams.

$fc' = 24N/mm^2 (MPa)$ For column and footing.

$fy = 420N/mm^2 (MPa)$ For flexural Reinforcement Steel.

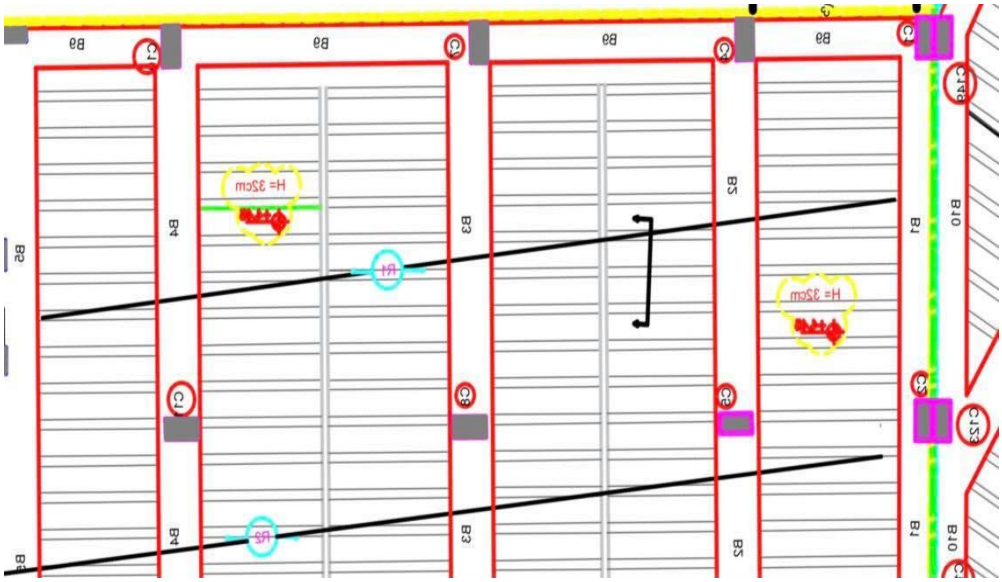
$fyt = 420N/mm^2 (MPa)$ For shear Reinforcement Steel.

4 .2 Factored loads:

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

$qu = 1.2D.L + 1.6L.L$.

4.3 Slabs thickness calculation:



Ground Floor Slab.

Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

For rib :

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

$l = 4.49m, then$

$$h_{min} = \frac{l}{18.5} = \frac{4.49}{18.5} = 24.27m$$

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

$l = 6.24, then$

$h_{min} = \frac{l}{21} = \frac{6.24}{21} = 29.67mm.$

The minimum ribbed slab thickness will be $h_{min} = 29.04mm$.

Take slab thickness $h_{min} = 300mm > h_{min} = 29.04mm$.

$h = 30cm\ (22cm\ Hollow\ Block + 8cm\ Topping)$

4. 4 Load calculations:

4.4.1 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 – 1) Calculation of the total dead load for one way ribbed slab.

Dead load from	$\delta * \gamma * b$	KN/m
Tiles	$0.03 * 23 * 0.52$	0.359
Mortar	$0.03 * 22 * 0.52$	0.343
Coarse Sand	$0.07 * 16 * 0.52$	0.5824
Topping	$0.08 * 25 * 0.52$	1.04
RC Rib	$0.22 * 25 * 0.12$	0.66
Hollow Block	$0.22 * 9 * 0.4$	.792
Plaster	$0.03 * 22 * 0.52$	0.343
Interior Partitio	$1 * 0.52$	0.52
$\sum$		4.639

$$Total\ Dead\ load\ /\ rib\ =\ 4.64\ KN/m\ .$$

$$Total\ live\ load\ /\ rib\ = 5 * 0.52\ =\ 2.6\ KN/m\ .$$

4.5 Design of Topping:

Table (4-2) Dead load Calculations:

Dead Load from:	$\delta * \gamma * 1$	KN/m
Tiles	$0.03 * 23$	0.69
Mortar	$0.03 * 22$	0.66
Coarse Sand	$0.07 * 16$	1.12
Topping	$0.08 * 25$	2
Interior Partitions	$1 * 1$	1
$\sum$		5.47

Live load Calculations: $5 * 1 = 5\ KN/m.$

Total Factored load: $w_u = 1.2 * 4.64 + 1.6 * 5 = 13.57\ KN/m$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{13.57 * 0.4^2}{12} = 0.181 KN.m$$

$$\phi M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6 = 1.21\ KN.m$$

$$\phi M_n = 1.21\ KN.m >> M_u = 0.181\ KN.m$$

NO reinforcement is required by analysis. According to ACI 10.5, provided $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

According to ACI 7.12.2.1, $\rho_{shrinkage} = 0.0018$.

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\ mm^2/strip.$$

Try bars $\emptyset 8\ with\ A_s = 50.27 mm^2$

Bar number $n = \frac{A_s}{A_{s\emptyset 8}} = \frac{144}{50.27} = 2.87$

Try $3\emptyset 8/m\ with\ A_s = 150.8 mm^2/m\ strip \quad or \quad \emptyset 8@300mm$ in both directions.

Step (S) is smallest of:

$3h = 3 * 80 = 240mm - control$

$450mm$

$$s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5 * 20 = 330mm$$

$$s \leq 300\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) = 300mm$$

Take Ø8@$200mm$ in both directions. $s = 200mm < s_{max} = 240mm - o$

4.6 Design of one way Rib (1):

Material:-

Concrete $B300$ $f_c' = 24\ \mathrm{N/mm^2}$

Reinforcement Steel $f_y = 420\ \mathrm{N/mm^2}$

Reinforcement Steel of shear $f_{yt} = 240\ \mathrm{N/mm^2}$

Section:-

$b = 12cm$ $bf = 52\ cm$ $h = 30cm$ $Tf = 8\ cm$

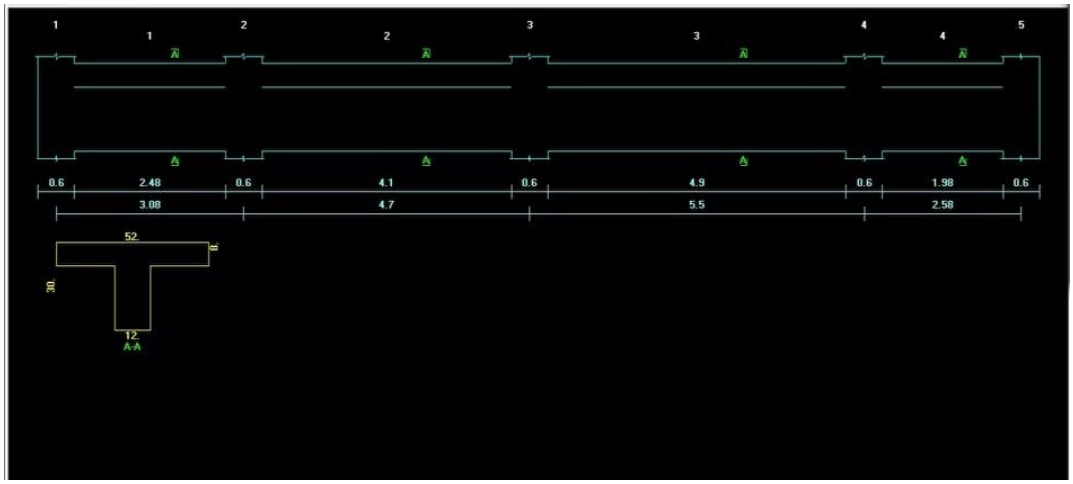


Figure (4-1): Geometry of rib and it's dimension.

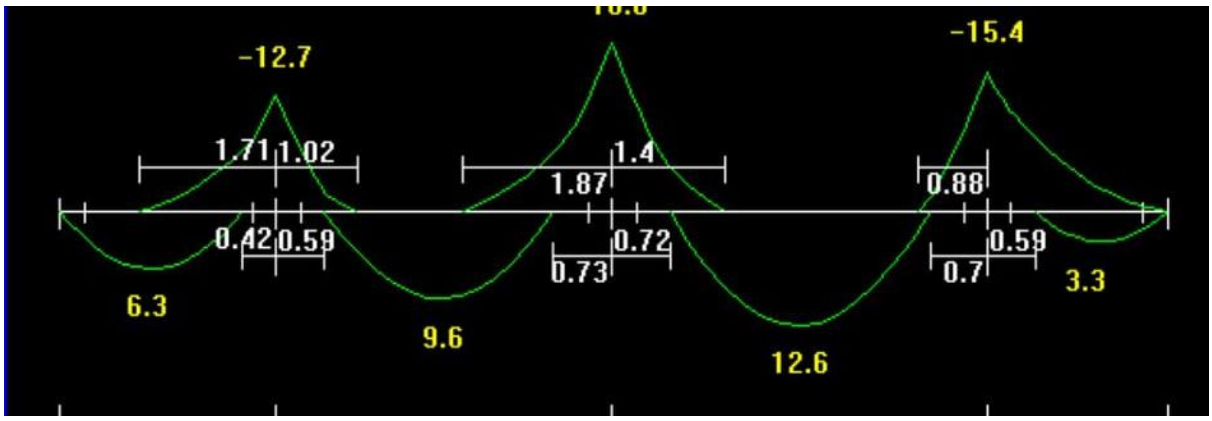


Figure (4-3) : Moment Envelope of rib (1)

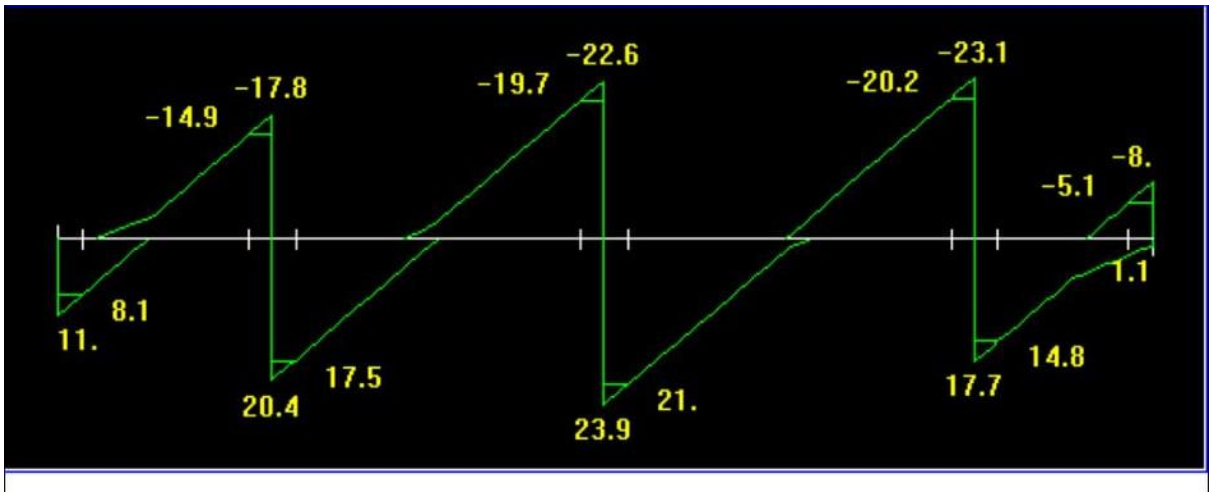


Figure (4-4) : Shear Envelope of rib (1)

(4.6.1) Design of flexure one way rib (Rib1):

(4.6.1.1) Design of Positive moments of rib (Rib1)

$be \leq$ *Center to center spacing between adjacent beams*

$= \quad 520\ mm$ *... Controlled.*

$\leq \ Span/4 = 2110/4 = 527.5\ mm.$

$\leq \ (16 * tf) + bw = (16 * 80) + 120 = 1400\ mm.$

$\boldsymbol{be = 520\,mm}$.

Assume bar diameter ∅ **12** for main positive reinforcemen

$$d = 300 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 266\,mm.$$

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

$$= 0.85 * 24 * 520 * 80 * \left(266 - \frac{80}{2}\right) * 10^{-6} = 191.79\,KN.m$$

$$\phi Mnf = 0.9 * 191.79 = 172.61\,KN.m$$

$$\phi Mnf = 172.61 KN.m$$

1) Positive moment of first span Mu (+) 6.3 KN.m

$$\phi Mnf = 172.61\,KN.m \gg Mu = 6.3\,KN.m$$

Design as rectangular section.∴

$$Mn = Mu/\phi = 6.3/0.9 = 7\,KN.m$$

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

$$= 300 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 266\,mm.$$

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

Rn = $\frac{M_n}{b*d^2} = \frac{7*10^6}{520*266^2} = 0.1903\,MPa$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.1903*20.6}{420}}\right) = 0.00045$$

$$As = \rho * b * d = 0.00045 * 520 * 266 = 62.24\,mm^2.$$

……(ACI-10.5.1)$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 266 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 266$

$= 93.08\, mm^2 < 106.4\ mm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots. \ Larger\ value\ is\ control$

$A_{s,req} = 62.24\ mm^2 < As_{min} = 106.4\ mm^2 \ \ldots\ NOT\ OK$

$\therefore\ As = 106.4\ mm^2$

$Use\ 2\ \emptyset 10\ with\ A_{s,pro} = 157.08 mm^2 > A_{s,req} = 106.4\ mm^2 . \ldots\ OK.$

$\therefore\ \boldsymbol{Use\ 2\ \emptyset 10}$

Check for strain: - ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

Tension = Compression

$As * fy = 0.85 * f_c' * b * a$

$157.08 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 6.21\ mm.$

$= \frac{6.21}{0.85} = 7.317$ mm

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

$= 0.003 * \left(\frac{266-7.317}{7.317}\right) = 0.108 > \ 0.005 \ \ \therefore$

$\phi = 0.9\ (T.C.S). \ldots\ OK.$

Positive moment of second span Mu (+) = 12.6 KN.m (1

$\phi Mnf = 172.61\ KN.m \gg Mu = 12.6\ KN.m$

Design as rectangular section.∴

$Mn = Mu\ /\phi = 12.6/\ 0.9 = 14\ KN.m$

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

$= 300 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 266\ mm.$

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

$= \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{14*10^6}{520*266^2} = 0.3805\ MPaR_n$

$= \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}})\rho$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.3805*20.6}{420}}\right) = 0.000914$

$As = \rho * b * d = 0.000914 * 520 * 266 = 126.42\ mm^2.$

……(ACI-10.5.1)$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 266 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 266$

$= 93.08\ mm^2 < 106.4\ mm^2$ …… $Larger\ value\ is\ control.$

$A_{s,req} = 126.42\ mm^2 > As_{min} = 106.4\ mm^2$ … OK

$\therefore As = 126.42\ mm^2$

$Use\ 2\ \emptyset 12\ with\ A_{s,pro} = 226.2\ mm^2 > A_{s,req} = 126.42\ mm^2$ …. $OK.$

$\therefore$ $\boldsymbol{Use\ 2\ \emptyset 12}$

Check for strain:- ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

$d = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 266\ mm.$

Tension = Compression

$As * fy = 0.85 * f_c' * b * a$

$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 8.96\ mm.$

$= \frac{8.96}{0.85} = 10.54mm$ * Note: f_c' = 24MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85 $c = \frac{a}{\beta_1}$

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

$= 0.003 * \left(\frac{266-10.54}{10.54}\right) = 0..0727 > 0.005 \ \therefore \phi \ = 0.9 \ (T.C.S). \ldots \ OK.$

(4.5.1.2) Design of Negative moment of rib (Rib1):

1) Negative moment at support (2) Mu (-) =18.6 KN.m.

$$Mn \ = \ Mu \ /\phi \ = \ 18.6/ \ 0.9 \ = \ 20.67 \ KN.m$$

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

$$= \ 300 - \ 20 - \ 8 - \ \frac{14}{2} \ = \ 265mm.$$

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

$= \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{20.67*10^6}{120*265^2} = 2.45 \ MPaR_n$

$= \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}})\rho$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.45*20.6}{420}}\right) = 0.00623$

$$As \ = \ \rho \ * \ bw \ * d \ = \ 0.00623 * \ 120 \ * 265 \ = \ 198.11 \ mm^2.$$

.....(ACI-10.5.1)$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \ (f_y)} * b_w * d \ \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 265 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 265$

$$= \ 92.73 \ mm^2 < 106 \ mm^2 \ \ldots\ldots\ldots\ldots. \ Larger \ value \ is \ control.$$

$$A_{s,req} \ = \ 198.11 \ mm^2 > As_{min} = \ 106 \ mm^2. \ldots \ OK$$

$$\therefore \ As \ = \ 198.11 \ mm^2.$$

$$Use \ 2 \ \emptyset 12 \ with \ As_{\ pro} = 226.2 \ mm^2 > As_{\ req} = 198.11 \ mm^2 \ldots \ OK$$

$$\therefore \ \boldsymbol{Use \ 2 \ \emptyset 12}$$

Check for strain:- ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

$$d = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 266\ mm.$$

$$Tension = Compression$$

$$As * fy = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 38.8\ mm.$$

$$= \frac{38.8}{0.85} = 45.65\ mm.$$

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

$$= 0.003 * (\frac{266-45.65}{45.65}) = 0.0145 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9\ (T.C.S). \ldots OK.$$

(4.6.2) Design of shear of rib (1):

1) Design of shear at support (1) & (5):

Critical section at distance $d = 265\ mm$ from the face of support

$$f_{yt} = 420\ MPa$$

$$\boldsymbol{V_{u,max}(between\ two\ value) = 14.9\ KN}.$$

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

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 265 * 10^{-3} = 28.56\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 28.56 = 21.42\ KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * V_c = 0.5 * 21.42 = 10.71\ KN$$

$$\phi * V_c = 21.4\ KN\ > V_u = 14.9\ KN\ > \frac{1}{2}\phi * V_c = 10.71\ KN$$

NO shear reinforcement is provided **at support** (**1**)& (**5**).

Design of shear at support (2):

Critical section at distance $d = 315\ mm$ from the face of support

$f_{yt} = 420\ MPa$

$\boldsymbol{V_{u,max}(between\ two\ value)}$ $\mathbf{= 18.6\ KN}$.

$$\phi * V_c\ = 1.1\ * \frac{\sqrt{f_c'}}{6}\ b_w d$$

$$=\ 1.1\ * \frac{\sqrt{24}}{6}\ *\ 120 *\ 265\ * 10^{\ -3} =\ 28.56\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 28.56 = 21.42\ KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * V_c = 0.5 * 21.42 = 10.71\ KN$$

$$\phi * V_c = 21.4\ KN\ > V_u = 18.6\ KN\ > \frac{1}{2}\phi * V_c = 10.71\ KN$$

NO shear reinforcement is provided **at support** (**2**).

$Use\ \ \emptyset 8@100mm$

(4.7) Design of Beam (B3):

Material:-

$concrete \quad B300 \qquad Fc' = 24\ N/mm^2$

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

Section:-

$B = 60\ cm$.

$h = 40\ cm$.

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

The maximum span length for one end continuous (for beam): $l = 6.24\ m, then$

$$h_{min} = \frac{l}{18.5} = \frac{6240}{18.5} = 337.29mm.$$

The maximum span length for both end continuous (for beam): $l = 6.24\ m, then$

$$h_{min} = \frac{l}{21} = \frac{6240}{21} = 297.14\ mm.$$

$The\ controller\ beam\ total\ depth\ is\ 33.729\ cm.$

$\rightarrow Select\ Total\ depth\ of\ beam\ \boldsymbol{h = 40cm}.$ ($\boldsymbol{drop\ beam}$).

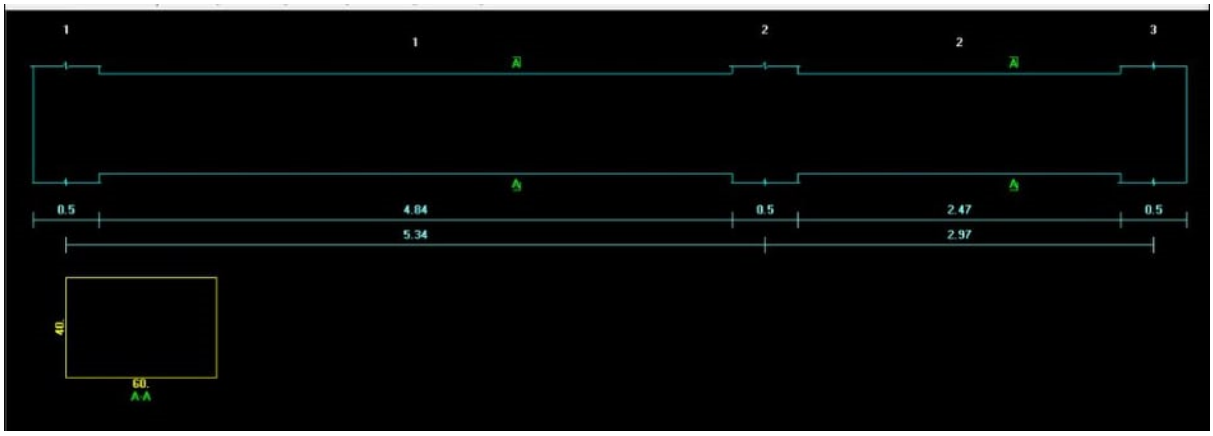


Figure (4-4): Beam Geometry.

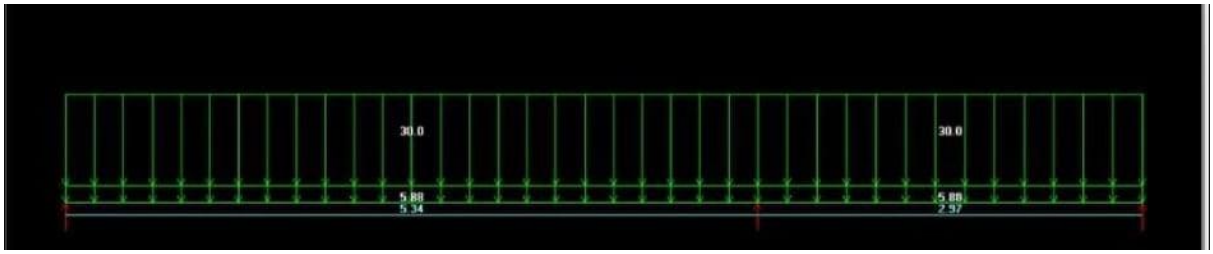
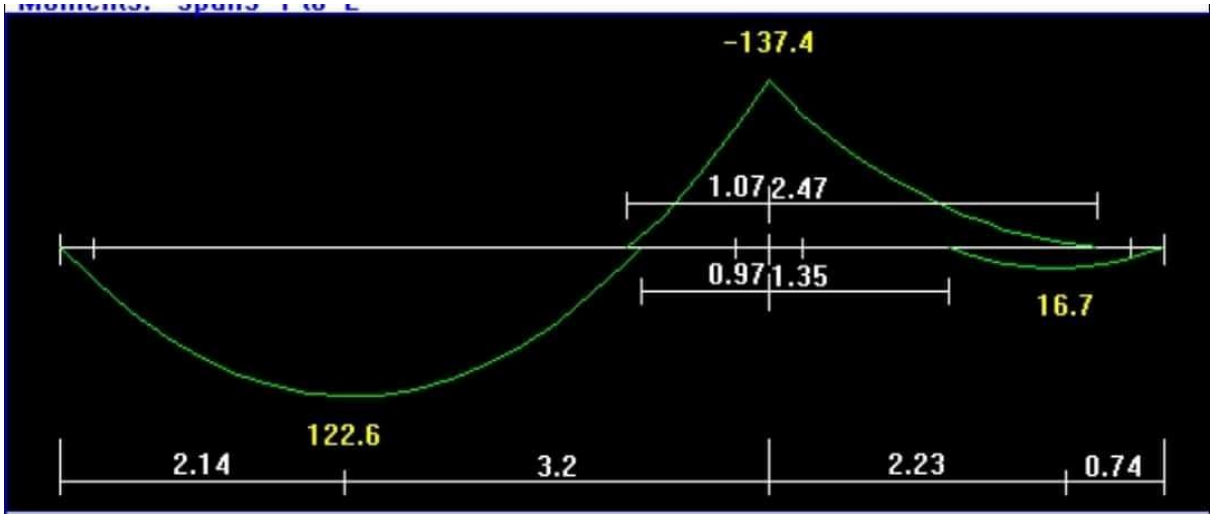


Figure (4-5) : Loading of Beam (B3)



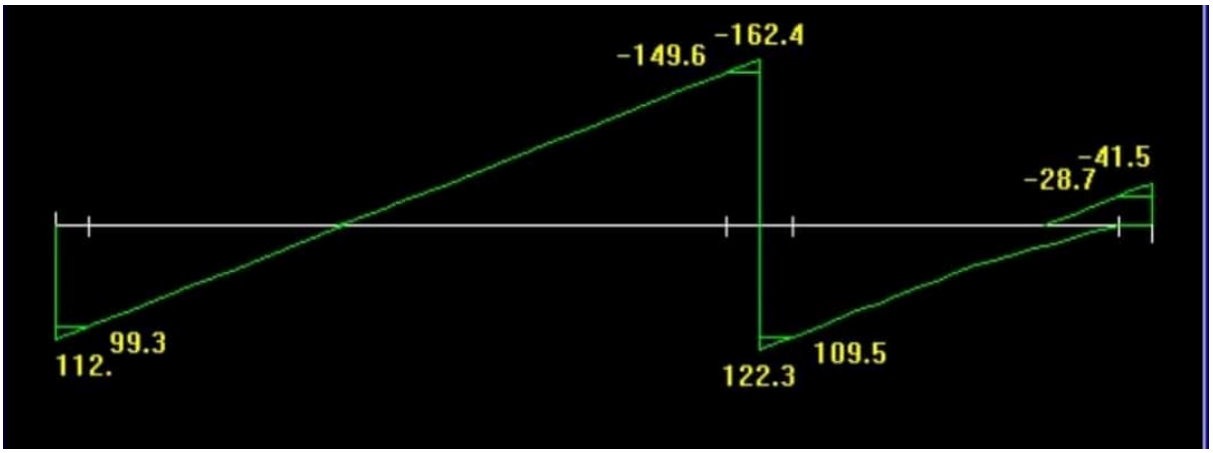


Figure (4-8): Moment & Shear Envelope for Beam (B3)

(4.7.1) Design of flexure:

(4.7.1.1) Design of Positive moment:

, $h = 40\ cm$. , $\emptyset_{st} = 10\ mm$.$B = 60\ cm$.

Assume bar diameter $\emptyset 18$ for main positive reinforcement.

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

$$400 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 341\ mm.$$

Check whether the section will be act as single or doubly reinforced section:

Maximum nominal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$

$$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 341 = 103.3\ mm.$$

$$a_{max} = \beta 1 * C_{max} = 0.85 * 103.3 = 87.81\ mm\ .$$

$$* Note: f_c' = 24\ MPa < 28\ MPa \rightarrow \beta 1 = 0.85$$

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

$$= 0.85 * 24 * 87.81 * 600 * \left(341 - \frac{87.81}{2}\right) * 10^{-6} = 319.32\ KN.m$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (\varepsilon_s - 0.002).$$

$$.\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.816$$

1) *Positive moment* of first span : $M_u = 122.6\ KN.m$

$M_u = 122.6\ KN.m < \Phi M_n = 0.816 * 319.32 = 260.56\ KN.m$

$\therefore$ *Design the section as single reiforced concrete section.*

$Mn = Mu / \phi = 122.6 / 0.9 = 136.22\ KN.m$.

$d = 400 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 341\ mm.$

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

$$Rn = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{136.22*10^6}{600*(341)^2} = 1.95\ MPa$$

$$= \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.95*20.6}{420}}\right) = 0.00489$$

$A_{s,req} = \rho bd = 0.00489 * 600 * 341 = 1000.5\ mm^2$

…… (ACI-10.5.1) $A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 341 \leq \frac{1.4}{420} * 600 * 341$$

$= 596.63\ mm^2 < 682\ mm^2$ …… *Larger value is control.*

$A_{s,min} = 682\ mm^2 < A_{s,req} = 1000.5 mm^2$ …. *OK*

$\therefore A_s = 1000.5 mm^2$

$Take\ \mathbf{5\emptyset 18}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 1272.35\ mm^2\ > A_{s,req}$

$= 1000.5\ mm^2$ …. OK

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{600 - 40 * 2 - 10 * 2 - 5 * 18}{4} = 102.5 > 25mm \ldots . ok$$

Check for strain: $(\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005})$

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$1272.35 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$$

$$a = 43.65\ mm.$$

$= \frac{43.65}{0.85} = 51.36\ mm$ * Note: f_c' = 24MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85$c = \frac{a}{\beta_1}$

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

$= 0.003 * \left(\frac{341 - 51.36}{51.36}\right) = 0.017 > 0.005$ $\therefore \phi = 0.9\ (T.C.S). \ldots OK.$

2) *Positive moment* of second span : $\boldsymbol{M_u = 16.7\ KN.m}$

$M_u = 16.7\ KN.m < \Phi M_n = 0.816 * 319.32 = 260.57 KN.m$

$\therefore$ *Design the section as single reiforced concrete section.*

$Mn = Mu\ /\phi = 16.7/\ 0.9 = 18.56\ KN.m$.

$$d = 400 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 341\ mm.$$

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

Rn= $\frac{M_n}{b*d^2} = \frac{18.56*10^6}{600*(341)^2} = .27\ MPa$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*.27*20.6}{420}}\right) = 0.00065$

$A_{s,req} = \rho bd = 0.00065 * 600 * 341 = 132.99\, mm^2$

……(ACI-10.5.1)$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b * d \;\; \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 341 \;\leq \frac{1.4}{420} * 600 *$

341

$= 596.63\, mm^2 < 682\, mm^2$ …… $Larger\ value\ is\ control.$

$A_{s,min} = 682\, mm^2 < A_{s,req} = 132.99 mm^2$ …. $Not\ OK$

$\therefore A_s = 682\, mm^2$

$Take\ \mathbf{3\emptyset 18}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 763.02\, mm^2 \;\; > A_{s,req}$

$= 763.02\, mm^2$ …. OK

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{600 - 40 * 2 - 10 * 2 - 3 * 18}{5} = 89.2 > 25mm \ldots . ok$$

Check for strain: ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

Tension = Compression

$As * fy = 0.85 * f_c' * b * a$

$763.02 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$

$a = 26.2\, mm.$

$= \frac{26.2}{0.85} = 30.82\, mm$ * Note: f_c' = 24MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85$c = \frac{a}{\beta_1}$

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

$$= 0.003 * \left(\frac{341-30.82}{30.82}\right) = 0.03 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9\ (T.C.S). \ldots OK.$$

(4.7.1.2) Design of negative moment:

1) $\boldsymbol{Negative\ momenton\ at}$ **support (2)** $\boldsymbol{M_u = -137.4\ KN.m}$

$M_u = -137.4\ KN.m < \Phi M_{n,max} = 0.816 * 319.32 = 260.5\ KN.m$

$\therefore Design\ the\ section\ as\ single\ reiforced\ concrete\ section.$

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

$400 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 341\ mm.$

$Mn = Mu/\phi = 260.5/0.9 = 288.89\ KN.m.$

$m = \frac{f_y}{0.85\ f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$Rn = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{288.89*10^6}{600*(341)^2} = 4.14\ MPa$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*4.14*20.6}{420}}\right) = 0.011.$$

$A_{s,req} = \rho bd = 0.011 * 600 * 341 = 2278.45\ mm^2$

……(ACI-10.5.1)$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\ (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 341 \leq \frac{1.4}{420} * 600 * 341$

$= 596.63\ mm^2 < 682\ mm^2 \ldots\ldots Larger\ value\ is\ control.$

$A_{s,min} = 682\ mm^2 < A_{s,req} = 2278.45\ mm^2 \ldots. OK$

$\therefore A_s = 2278.45 mm^2$

$Take\ \mathbf{9\emptyset 18}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 2290.22\ mm^2\ > A_{s,req}$

$= 2275.6\ mm^2$ …. OK

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{600 - 40 * 2 - 10 * 2 - 9 * 18}{8} = 42.25 > 25mm \ldots . ok$$

Check for strain: $(\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005})$

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$2275.6 * 420 = 0.85 * 24 * 600 * a$$

$$a = 78.1\ mm.$$

$= \frac{78.1}{0.85} = 91.9\ mm$

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

$= 0.003 * \left(\frac{441 - 91.9}{91.9}\right) = 0.0114 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9\ (T.C.S). \ldots\ OK.$

(4.7.2) Design of Beam (3) for shear

1) Design of shear at support (1):

$$f_{yt} = 420\ MPa$$

Critical section at distance $d = 441\ mm$ from the face of support. $V_{u,max} =$

99.3 KN

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w\ d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 600 * 341 * 10^{-3} = 167.1\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 167.1 = 125.3\ KN$$

$V_u = 99.3 < \ \phi * V_c$

$= 125.3KN$ ..... ***No shear reinforcement is required*** .

=62.63 $< V_u = 99.3\frac{1}{2}\phi * V_c$

*Use $\mathbf{2\emptyset 10}$

2) Design of shear at support (2):

Critical section at distance $d = 441\ mm$ from the face of support.

$V_{u,max} = 149.6KN$

$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w\ d$

$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 600 * 341 * 10^{-3} = 167.1\ KN.$

$\phi * V_c = 0.75 * 167.1 = 125.3KN$

$V_u = 149.6 > \ \phi * V_c = 125.3$ ..... ***shear reinforcement is required*** .

Check for section dimensions:

$V_s = Vu/\ \phi \ - Vc = 149.6/0.75 - 167.1 = 32.4KN.$

$V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}\ b_w\ d$

$= \frac{2}{3} * \sqrt{25} * 600 * 3 + 41 * 10^{-3} = 682\ KN$

$V_s < V_{s,max}$ – the section is large enough.

Find the maximum stirrup spacing

If $V_s < V_s' = \frac{1}{3} * \sqrt{fc'} b_w d\ \ then\ \ S_{max} \leq \frac{d}{2}$ $\ \ or \ \ S_{max} = 600\ mm$.

$V_s' = \frac{1}{3} * \sqrt{fc'} b_w d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 600 * 341 * 10^{-3} = 334.1KN.$

$V_s = 32.4 < V_s' = 334.1\ KN$ $\ \ then$

$$S_{max} = 600\ mm \quad , \quad S_{max} \leq \frac{341}{2} = 170.5\ mm - control$$

Check for $\boldsymbol{V_{s,min}}$:

$$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 600 * 341 * 10^{-3} = 62.64\ KN.$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3}b_w d = \frac{1}{3} * 600 * 341 * 10^{-3} = 68.2\ KN - control$$

$$V_{s,min} = 68.2KN < Vs = 32.4KN < V_s' = 334.1\ KN - Case\ 4$$

$$Use\ stirrups\ U - shape\ (2\ legs\ stirrups)\emptyset 8\ with\ A_v = 50.27 * 2$$

$$= 100.54mm^2$$

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{V_s} = \frac{100.54 * 420 * 395}{334.1 * 10^3} = 49.92\ mm$$

$$Take\ S = 150\ mm < S_{max} = 220.5mm - OK$$

$$Use\ shape\ (2\ legs\ stirrups)\emptyset 8\ @\ 150\ mm < S_{max} = 220.5\ mm$$

1) Design of shear at support (3):

$$f_{yt} = 420\ MPa$$

Critical section at distance $d = 437.5\ mm$ from the face of support.

$$V_{u,max} = 28.7\ KN$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6}b_w\ d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 600 * 341 * 10^{-3} = 167.05\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 167.05 = 125.3\ KN$$

$$V_u = 28.7 < \phi * V_c$$

$$= 125.3\ KN\ \ldots\ \boldsymbol{No\ shear\ reinforcement\ is\ required}.$$

*Use **2Ø10**

4.8 Design of coloumn:

4-8-1 Load Calculation:- (C 10)

Service Load:
Dead Load =1600 KN
Live Load =1000 KN

Factored Load:-
P_U = 1.2 ×1600+ 1.6×1000=3520 KN

4-8-2 Dimensions of Column:-

$Assume \rho a = 0.01$

$\phi * Pn = 0.65 \times 0.8 \times Ag\{0.85\, fc'(1-\rho g) + \rho g * Fy\}$
3520 x 10^3=0.65 x 0.8 x Ag{0.85*24(1– 0.01)+0.01*420}
Ag= 280071 mm2

Assume Rectangular Section
b= 650mm
select h = 450 mm
Ag $_{new}$=292500 mm2

Check Slenderness Parameter:-

$\frac{Klu}{r} = < 34 - 12\ \frac{M1}{M2} \leq 40$

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 = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h …….For rectangular section

Lu = 4 – 0.3 = 3.70m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

→ About y-axis (b= 0.650 m) :

$\frac{Klu}{r} < 34 - \frac{M1}{M2} \leq 40$

$\frac{1*3.7}{0.3*0.65} = 18.9 \leq 22$

Column Is Short About Y-axis

→ About X-axis (h= 0.450m):

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

$\frac{Klu}{r} < 34 - \frac{M1}{M2} \leq 40$

$\frac{1*3.7}{0.3*0.45} = 27.4 > 22$

Column Is Long About X-axis

→ Magnification Factor:-

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(Klu)^2}$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d}$$

Ec = $4700\sqrt{f_{c'}}$ = $4700\times\sqrt{24}$ = 23025.2 Mpa

βd = $\frac{1.2*Dl}{Pu} = \frac{1.2*1600}{3520}$ = 0.54 <1

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{0.65\times 0.45^3}{12} = 0.0049 \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23025\times 0.0049}{1+0.59} = 28.3 MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 28.3}{(1*3.7)^2} = 20.4 \ MN$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{3520}{0.75*20402}} = 1.29 \quad \geq 1.0 and \leq 1.4$$

→ Minimum Eccentricitiy:-

$$ey = \frac{Mux}{Pu} = 0$$
$$\min ey = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 300 = 28.5\text{mm}$$
$$ey = 0.0285 \quad m$$

→ Interaction Diagram:-

$$ey = e_{min} \times \delta_{ns} = 0.0285\text{x}1.29 = 0.0367\text{m}$$
$$\frac{ey}{h} = \frac{0.0367}{0.45} = 0.08$$
$$\frac{\gamma}{h} = \frac{450 - 2*40 - 2*18 - 16}{450} = 0.7$$

From the interaction diagram chart

,,

$$\text{for } \frac{\gamma}{h} = 0.8 \quad \rightarrow \rho g = 0.015$$

Select reinforcement

$$\text{Ast} = \rho g \times Ag = 0.015*450*650 = 4388 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } 18\phi 18 \text{ with } As = 4578 mm^2 > \text{Ast} = 4388 mm^2 .$$

→ Design Of Stirrups:-

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

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.8 = 28.8\ cm$$
$$spacing \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$
$$spacing \leq 45\ cm$$

$$Use \phi 10 @ 20\ cm$$

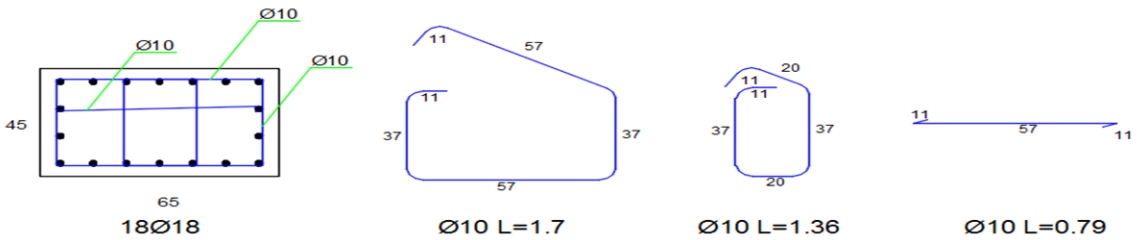


Figure (4-9): Column Reinforcement Details

4-9 Design of Isolated Footing(F4):

4-9-1 Materials and Loads:

Isolated footing that we consider to design with materials of

$f_{c'} = 24\ Mpa\ , f_y = 420\ Mpa\ .$

Dead Load (service) $= 675\ kN.$
Live Load (service) $= 1200\ kN.$
Total services load $= 1100 + 675 = 1775\ kN.$
Total Factored load $= 1.2(1100) + 1.6(675) = 2400\ kN.$
Column dimension$(a \times b) = 60cm \times 30cm.$
Soil density $= 19(\frac{kg}{cm^2})$.
Allowable bearing capacity $q_{all} = 400\ (\frac{kN}{m^2})$

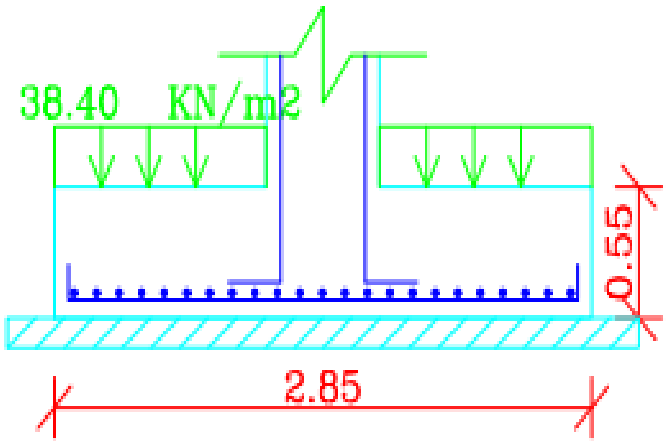


Figure (4-10) :Footing Section.

Assume $h\ = 55\ cm.$

$q_{all-net} = 400 - (38.4 \times 0.5) - (19 \times 0.5) = 372\ (\frac{kN}{m^2})$

Area of footing:

$$A = \frac{p_t}{q_{all-net}} = \frac{2400}{372} = 6.45\ m^2$$

Assume rect. Footing

Select$B = 2.85\ m$

Select$L = 2.85\ m$

Bearing pressure:

$$q_u = \frac{2400}{2.85 * 2.85} = 306\ (\frac{kN}{m^2})$$

4-9-2 Design of one-way shear strength:

Critical Section at Distance$d$From The Face of Column Assume $= 50\ cm$.
Bar diameter $\emptyset 14$for main reinforcement and 7.5 cm Cover.

$$d\ = 550 - 75 - 14 = 461mm$$

$$V_u\ = q_u \times \left(\frac{B-a}{2} - d\right) \times L = 306 \times \left(\frac{2.85 - 0.6}{2} - 0.611\right) \times 2.8 = 547kN$$

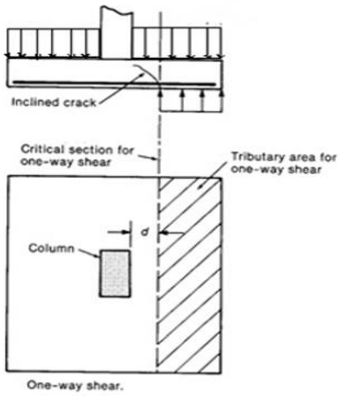


Figure (4-11): one-way shear calculation.

$$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 2800 \times 461 = 839.8\ kN$$

$$\emptyset V_C = 791 kN > V_u = 547\ kN - Safe$$

4-9-3 Design of Tow-way shear strength:

$V_u = p_u - FR_b$

$FR_b = q_u \times area\ of\ critical\ section$

$V_u = 306 \times [(2.85 * 2.85) - (0.3 + 0.461)(0.6 + 0.461)] = 2152\text{kN}$

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

-
- $\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{12}(\frac{\alpha_s}{\frac{b_\circ}{d}} + 2) \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d$
- $\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d$

Where:

$$\beta_c = \frac{column\ Length\ (a)}{column\ width\ (b)} = \frac{60}{30} = 2$$

$$. b_\circ = Perimeter\ of\ critical\ section\ taken\ at\ (d/2)\ from\ the\ loaded\ area$$
$$= 2 \times (0.3 + 0.461) + 2 \times (0.6 + 0.461) = 3644mm$$

$\alpha_s = 40\ for\ interior\ coulmn$

Substitutingvalues in equations:

$$\emptyset V_C = 0.75 \times \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{2}\right) \times \sqrt{24} \times 3644 \times 461 = 10287.1kN$$
$$\emptyset V_C = 0.75 \times \frac{1}{12}\left(\frac{40}{3644} + 2\right) \times \sqrt{24} \times 3644 \times 461 = 10343.6\ kN$$
$$\emptyset V_C = 0.75 \times \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 3644 \times 461 = 2727\ kN - CONTROL$$

$-\boldsymbol{Safe}\emptyset V_C = 2727\ kN > V_u = 2152\ kN$

4-9-4 Design Bending moment for long dirction:

Critical Section at the Face of Column

$select\ \emptyset 14$

d = 550-75-14 =4611mm

$$M_u = 306 \times 2.85 \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} = 669\ kN.m$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{669 \times 10^6}{0.9 \times 2850 \times 461^2} = 1.2MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 1.2}{420}}\right) = 0.0028$$

$A_{S,req} = \rho \times b \times d = 0.0028 \times 2800 \times 461 = 3162.7\ mm^2$

$A_{Smin} = 0.0018 \times 2800 \times 550 = 2772 mm^2$

$A_{S,req} = 3162.7\ mm^2 > A_{Smin} = 2772\ mm^2 - OK$

Check maximum step (S) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 550 = 1650\ mm$
2. $450\ mm - control$

$Use\ 23\emptyset 14\ with\ A_{s,prov} = 3542\ mm^2 > A_{S,req} = 3162.7\ mm^2$

S = 2850-75*2-23*14 / 22 = 105.8 mm

S=105.8 < Smax =450 mm, select S=100mm

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{3542 \times 420}{0.85 \times 2800 \times 24} = 40.25\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{23.78}{0.85} = 47.35\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{461 - 47.35}{47.35}\right) = 0.0421 > 0.005\ \ldots\ldots 0k$$

4-9-5 Design Bending moment for short dirction:

d = 550 -75 - 14 -14/2 = 454 mm

$$M_u = 306 \times 2.8 \times 1.05 \times \frac{1.1}{2} = 494\ kN.m$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{494 \times 10^6}{0.9 \times 2800 \times 454^2} = 0.95 MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.95}{420}}\right) = 0.0023$$

$A_{S,req} = \rho \times b \times d = 0.0023 \times 2850 \times 454 = 2923.8\ mm^2$

$A_{Smin} = 0.0018 \times 2850 \times 550 = 2722\ mm^2$

$A_{Smin} = 2923.8\ mm^2 > A_{S,req} = \ 2722\ mm^2$

Check maximum step (S) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 550 = 1650mm$
2. $450\ mm - control$

$Use\ 21\emptyset 14\ with\ A_{s,prov} = 3234mm^2 > A_{Smin} = \ 2923.8mm^2$

S = (2850-75*2-21*14) / 20 = 125.5 mm

S=125.5 < Smax = 450 mm, select S=100mm

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{3234 \times 420}{0.85 \times 2850 \times 24} = 23.77\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{23.77}{0.85} = 27.9\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{461 - 27.9}{27.9}\right) = .046 > 0.005\ \ldots\ldots 0k$$

4-9-6 Design of Dowels:

Load Transfer In Footing :-

Φ Pn.b =0.65*0.85*24*0.6*0.3*10^3 = 2387 Kn > pu = 3400Kn ….. Ok

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 600 *300 = 900 mm2

Use the coloumn bar as dowels 12Ø14
with As =1848 mm2 > As,min= 900 mm2

Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

$L_{dt}\ for\ \emptyset 14$

$$req\ L_{dt} = \frac{9}{10} * \frac{f_y}{\lambda\sqrt{f_c'}} * \frac{\psi_t * \psi_e * \psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b}\right)} * d_b\ \geq 300\ mm$$

$$req\ L_{dt} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{(2.5)} * 14 = 345.7\ mm\ > 300\ mm\ \ - OK$$

available Ldt $= \left(\frac{2800-600}{2}\right) - 75 = 975$ mm

available Ldt = 975 mm > req Ldt = 345.7….Ok

Compression Development Length In Footing :-

$$req\ L_{dc} = \frac{0.24\ f_y}{\lambda\sqrt{f_c'}} * d_b$$

$$= \frac{0.24 * 420}{1 * \sqrt{24}} * 18 = 370.4\ mm$$

$$\geq \min L_{dc} = 0.043 * f_y * d_b = 0.043 * 420 * 18 = 325.08\ mm$$

$$available\ embedment = 700 - 75 - 2 * 14 = 589\ mm \geq req\ L_{dc} = 370.4\ mm \quad - OK$$

Lap splice of column

$$L_s = 0.071 * f_y * d_b = 0.071 * 420 * 18 = 536.8\ mm \quad - \quad use\ l_s = 550\ mm$$

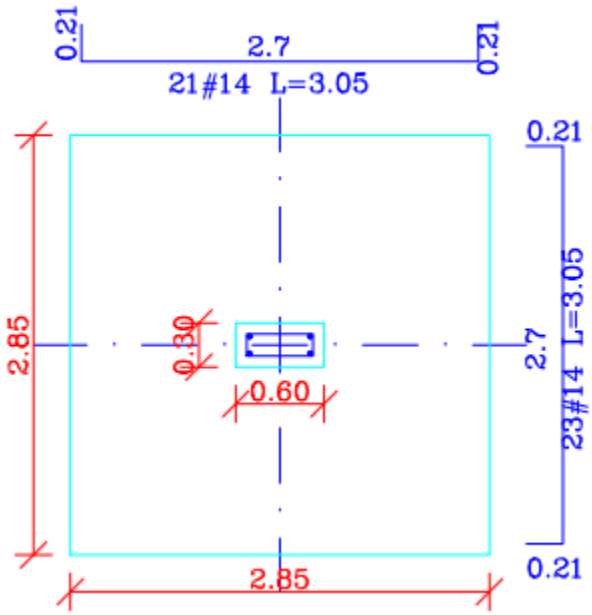


Figure (4-12) : Detailing of footing

4-10 Design of Stair:

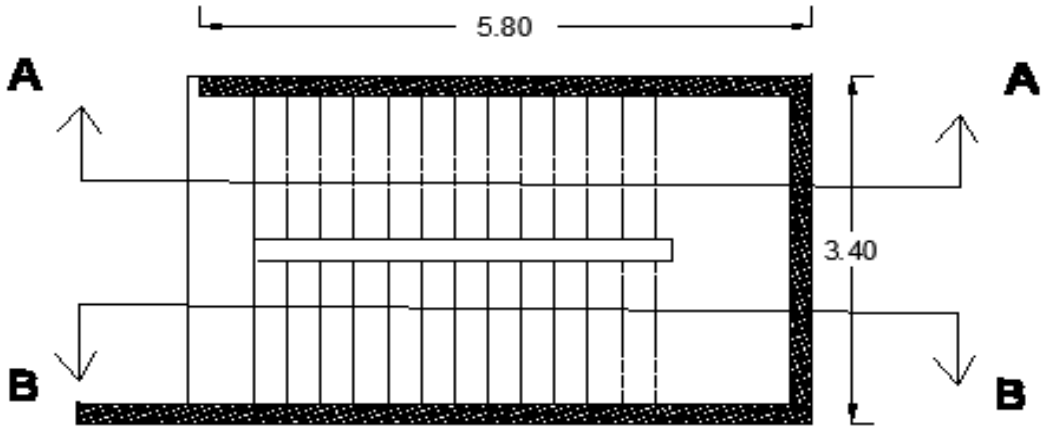


Fig (4-13): Stair Plan.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

4-10-1 Design of Flight :

Run = 300 mm

Rise = 160 mm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(16/30) = 28.07^{o}$

Determination of Thickness:-

h min = L/20 =5.8/20 = 0.333 m

h min = L/20 =5.8/28 = 0.2591 m

Take h = 35cm

Load Calculation:

Dead Load for Flight for 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	27*0.03*1*((0.30+0.16)/0.3) = 1.377Kn/m	
2	Mortar	22*0.02*1*((0.3+0.16)/0.3) = 0.674Kn/m	
3	Stair	(25/0.3)*((0.16*0.3)/2)*1 = 2 Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1 / cos28.07 ^{o} = 7.08 Kn/m	
5	Plaster	22*0.03*1 / cos28.07^{o} = 0.748Kn/m	
		Sum	11.879Kn/m

Table (4-3): Dead Load Calculation of Flight

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 Kn/m

Factored Load For Flight :-W_U = 1.2 ×11.879 + 1.6×5 = 22.25 Kn/m

The calculation of landing Dead load computation :-

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*0.25*1= 6.25Kn/m	
5	Plaster	22*0.03*1= 0.66Kn/m	
		Sum	8.04Kn/m

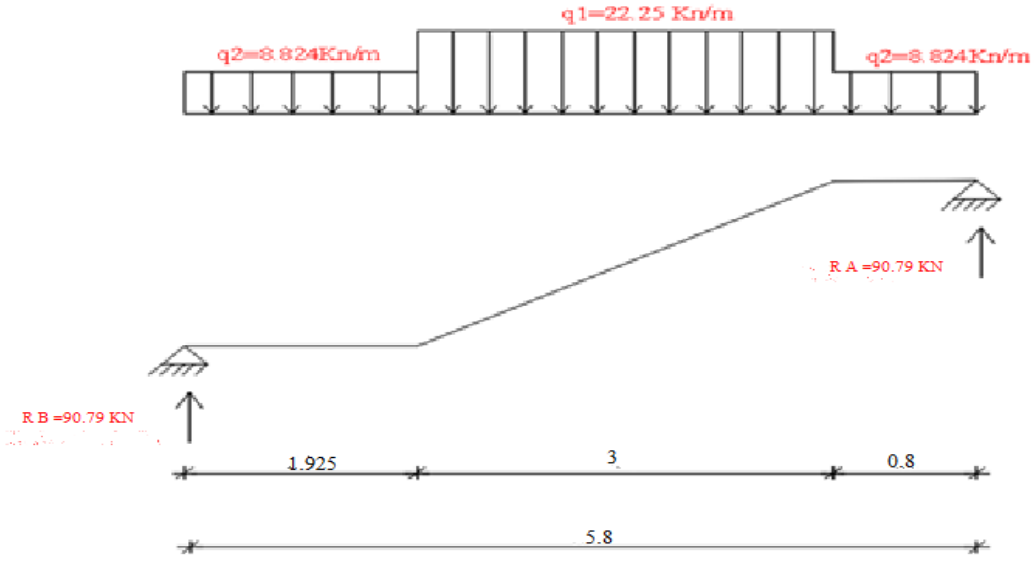
Table (4-4): Dead Load Calculation of Landing.

Total Dead load = 8.02 Kn/m
Live Load = 5 Kn/m

Factored Load for landing : Wu = 1.2*8.04+1.6*5 = 17.648 Kn/m

4-10-2 Design of flexure of stair :-

Because the load om landing is carried into two direction, only half of the load will be considered in each direction 17.648/2 =8.824 Kn/m.



Fig(4.14): Statically System and Loads Distribution of Flight.

R A= 8.82*(1.928+0.8)+(22.25*3)= 90.79Kn

RB = RA =90.79 Kn

4-10-3 Design of Shear for Flight :- (Vu=86.68 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d = h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 316\ mm$

Vu = 90.79 – 8.824*(0.15+0.316) = 86.68 Kn

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 316 * 10^{\wedge -3} = 257.2$ Kn

ΦV_c = 0.75*257.2= 193 KN> Vu = 90.79 Kn

$0.5\Phi V_c$ = 96.5 Kn > Vu = 90.79 Kn

The thickness of slab is adequate enough
No shear reinforcement are required

4-10-4 Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=196.5 KN.m)

Maimum Mu= 90.79*(5.8/2)- 8.824*1.925*((1.925+3)/2)-22.25*1.5*0.75=147.4 Kn.m

Mu = Mu / ∅

=147.4/0.75 =196.5 Kn.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{196.5\times10^6}{1000\times316^2} = 1.98\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = 0.005$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.005 ×1000×315 = 1575 mm^2

$A_{s,min}$= 0.0018*1000*350 = 630 mm^2

As_{req} = 1575mm^2>$A_{s,min}$=630 mm^2…… OK

Use ø 14:

n =1575/154= 11ø14

S= 1/11=0.109

Select 11ø14@150 with As =1575 mm^2

Check for Spacing :

S = 3h =3*350 = 1050 mm

s ≤300*(280/Fs)= 300*($\frac{280}{\frac{2}{3}*420}$) =300 m

S = 300 mm **…… is control**

S= 150 < 300 Ok

Use 11 ø14 @ 150 mm ,A_s= 1694 mm^2

Tempreture and shrinkage reinforcement:

As(temp and shrink) =0.0018*b*h= 0.0018*1000*350=630 mm^2
N =7630/79 = 7.97
S =1/7.97=0.125
Select 8ø10@150 with As =632 mm^2/m

Check for Spacing :-

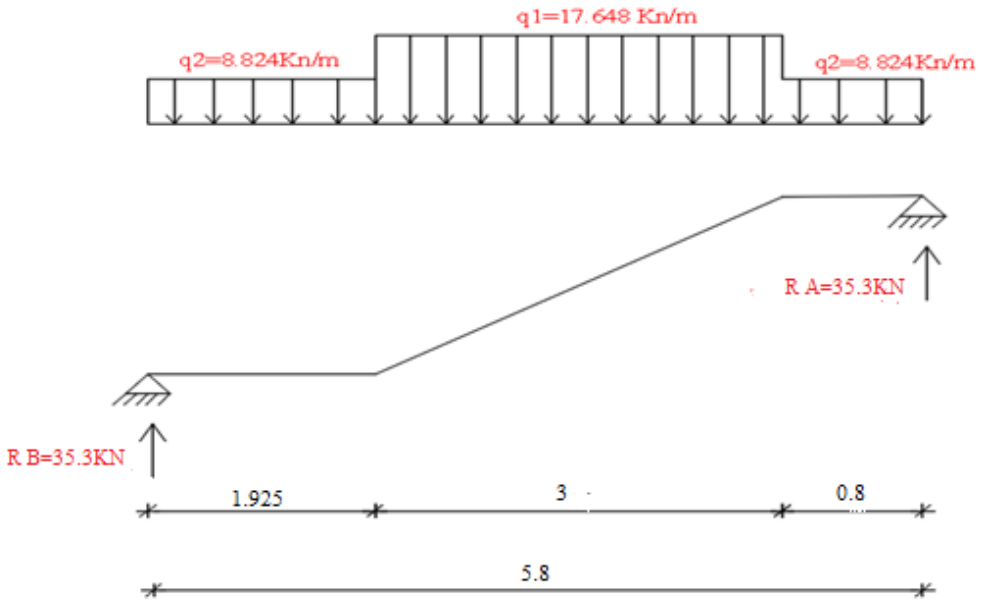
S = 5h =5*350 = 1750mm

S = 450 mm **…… is control**

S= 150 < 450 Ok

Use 8ø10 @ 150 mm ,A_s= 632 mm^2

4-10-5 Design of Landing:-



Fig(4.15): Statically System and Loads Distribution of Landing.

d= 400 –20 –14 – 14/2 = 359 mm

RA=RB = (8.824 * 1.8)*2 – (17.648 * 0.2) = 35.3 Kn

Mu = 35.3–8.824*1.4*1.4*0.2/2 – 17.648*0.1*0.05 = 42.9 Kn.m

Mn = 42.9/0.75 = 47.75Kn.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{47.75\times10^6}{1000\times315^2} = 0.48\ Mpa$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = 0.0012$

As = ρ * b * d = 0.0012*1000*315=378 mm^2

Take As min = 630 mm^2

Use 8Ø 10 / 150 cm

Check for Spacing :-

S = 3h =3*400 = 12000mm

S $\leq$300*(280/Fs)= 300*$(\frac{280}{\frac{2}{3}*420})$ =300 mm

S = 300mm **…… is control**

S= 150 < 300 Ok

Use 8 ø10 @ 150 mm , A_s= 632 mm^2

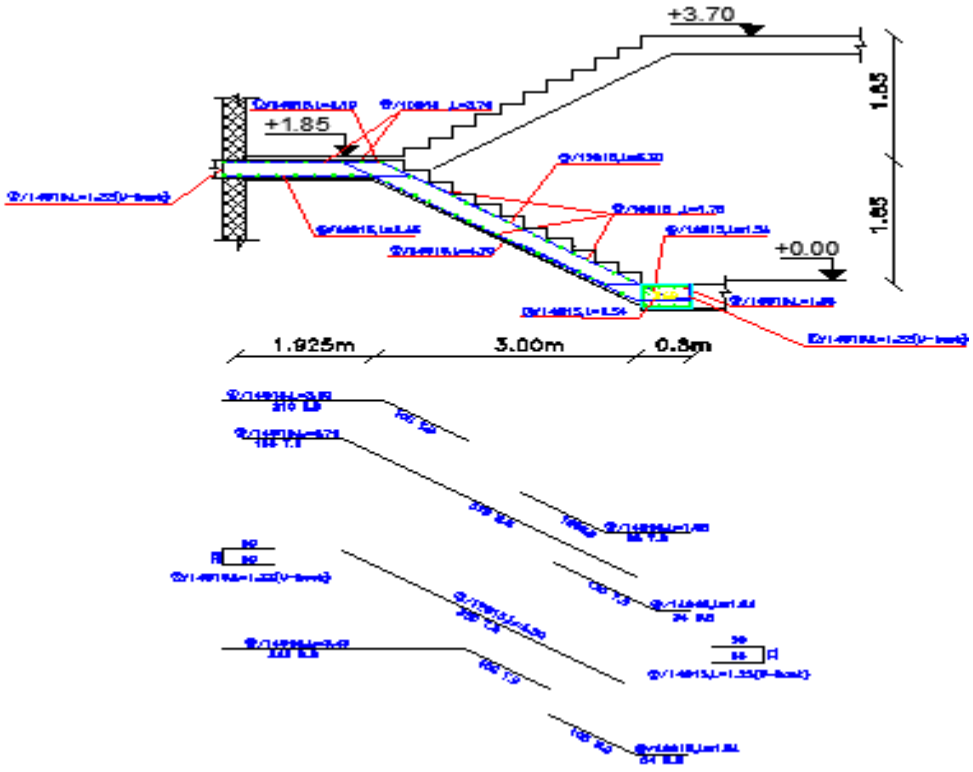


Fig (4-16): Stair Reinforcement Details (1)

4-11 Design of Shear Wall (SW17)

✓ **Material and Sections:-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 30 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 5.2 m

⇒ Shear Wall Height Hw = 7.4 m

4-11-1 Design of Horizontal Reinforcement:

Σ F y = Vu = 760
Mu =4373 KN.m
d = 0.8* Lw = 0.8 *5200 =4160 mm.
The maximum shear strength
ØVn=0.75*0.83*√(f_c' * h * d .
= 0.75 * 0.83 * √24 * 300* 4160*10^-3.
= 3806 > Vu = 760.

The critical Section is the smaller of :
= 5.2 /2 =2.6 m$\frac{hw}{2}$
= 7.4 /2 = 3.7 m$\frac{Lw}{2}$
Story Highet(Hw) = 3.7 m l

Calculate shear strength provide Vc
Vc is the smallest of :

$$1-V_c=\frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd=\frac{1}{6}\sqrt{24}*300*4160*10^{-3}=1019\,KN\ldots\ldots\boldsymbol{CONTROL}$$

$$2-V_c=0.27\sqrt{f_c'}hd+\frac{N_u d}{4l_w}=0.27\sqrt{24}*300*4160*10^{-3}+0=1651KN$$

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

$$3 - V_c = \left[0.05\sqrt{24} + \frac{5.5\left(0.1\sqrt{24} + 0\right)}{3.15}\right] 300 * 4160 * 10^{-3} = 1315\ KN$$

Calculate the Horizontal Reinforcement

ØV> Vu ….. Min Reinforcement

Take ρ = 0.002 m2/m For $\emptyset < 16$

$\rho_t = \frac{A_{h\,min}}{S_2 * h}$

Select ∅10 / 200 mm in each side for each story

Calculate the Vertical Reinforcement

Take ρ = 0.0012 m2/m For $\emptyset < 16$

$\rho_t = \frac{A_{h\,min}}{S_2 * h}$

Select ∅12 / 200 mm in each side for each story

Design of flexure :-

$$A_{st} = \left(\frac{5200}{300}\right) * 2 * 113.4 = 3931.2\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{3931.2}{5200 * 300}\right)\frac{420}{24} = 0.044$$

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

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.044 + 0}{2 * 0.044 + 0.85 * 0.85} = 0.002$$

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

$$= 0.9[0.5 * 3931.2 * 420 * 5200(1 + 0)(1 - 0.002)] = 5855.85KN \geq$$
…. Ok4373 $KN.m$

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5-1 المقدمة.

5-2 النتائج.

5-3 التوصيات.

5-4 المصادر والمراجع.

5-5 الملاحق.

1-5 المقدمة :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقر الى الكثير من الأمور , بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والإنشائية لمركز البحوث الزراعية , وتم إعداد بعض المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء , ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى التي تم العمل بها.

2-5 : النتائج :

1- يجب على كل طالب او مصمم انشائي ان يكون قادر على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج الهندسية..

2- من العوامل الواجب اخذها بعين الاعتبار , العوامل الطبيعية والمحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الجانبية .

3- من اهم خطوات التصميم الانشائي هو كيفية الربط بين العناصر المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل مفرد ومعرفة كيفية التصميم .

4- لقد تم استعمال عقدات (Ribbed slab) في كثير من العقدات نظرا لطبيعة المنشأ كما وتم استعمال عقدات (solid sab) في مناطق بيت الدرج بسبب انها اكثر فاعلية في تحمل الاعصاب .

5- برامج الحاسوب المستخدمة :

أ- AutoCAD 2018: وذلك لعمل الرسومات التفصيلية للعناصر الإنشائية.

ب-(BEAMD, ETABS ,SP COLUM ,Etabs, Safe ,Found) : للتصميم والتحليل للعناصر الانشائية .

ت- Microsoft Office : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النص والتنسيق وإخراج المشروع واعداد الجداول المرافقة للتصميم .

6- الاحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الاحمال الأردني .

7- من الصفات الواجب على المهندس ان يتصف بها هي صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أي مشكلة قد تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

8- تم في هذا القسم من العمل على المشروع وضع حلول أولية ستخضع لمزيد من الدراسة , وهي قابلة للتغيير.

9- إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .

10- إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .

11- التعرف على العناصر الإنشائية , وكيفية التعامل معها, ومع آلية عملها , وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية.

3-5 التوصيات:

1. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
2. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
3. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
4. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.
5. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

4-5 المصادر و المراجع:

1-كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

2-ملاحظات الأستاذ المشرف.

4– مشاريع تخرج سابقة في تخصص الهندسة المدنية (فرع مباني).

3- ACI Committee 318 (2011), ACI 318-11: Building Code Requirements for Structure Concrete and Commentary, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-.

5-5 الملاحق:

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	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	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEA`S OR ONE WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^§$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

تم بحمد الله