جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :-

التصميم الإنشائي لفندق في مدينة بيت لحم

فريق العمل :-

ليندا موسى الشواهين ملاذ ادريس اسليمية

محمد أكرم الحداد وعد سائد المحتسب

إشراف :-

د. شادي قمصية

الخليل _فلسطين

2021_2020

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :-

التصميم الإنشائي لفندق في مدينة بيت لحم

فريق العمل :-

ليندا موسى الشواهين ملاذ ادريس اسليمية

محمد أكرم الحداد وعد سائد المحتسب

إشراف :-

د. شادي قمصية

الخليل _فلسطين

2021_ 2020

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان :-

التصميم الإنشائي لفندق في مدينة بيت لحم

فريق العمل :-

ليندا موسى الشواهين ملاذ ادريس اسليمية

محمد أكرم الحداد وعد سائد المحتسب

بناءً على توجهات الأستاذ المشرف على البحث بموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة , تم تقديم هذا البحث الى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهنسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة مباني .

توقيع مشرف المشروع : توقيع اللجنة الممتحنة :

الاسم :..... الاسم :.....

توقيع رئيس الدائرة :

الاسم :.....

2021_2020

الإهداء

إلى ... المعلم الأول ... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبد الله

إلى ... من هم أحق منا بالحياة إلى ... الشهداء .

إلى ... الأسود الرابطة خلف القضبان ... إلى من كسروا قيد السجان ... الأسرى .

إلى ... أنشودة الصغروقدوة الكبرإلى ... أبي العزيز .

إلى ... نبع العطاء وسيل الحنان إلى ... أمي العزيزة .

إلى ... عنوان سعادتي إلى ... إخوتي الأعزاء .

إلى ... هبة السماء ... أصدقائي الأوفياء .

إلى ... الشموع التي احترقت لتنير الدرب ... إلى أساتذتي .

إلى ... من عرفتهم في هذا الصرح العلمي ... زملائي وزميلاتي .

إلى ... منهل العلم إلى ... جامعتي .

إلى ... من أحبني وأحببته .

نقدم هذا البحث .

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول ومنير الدروب لله عز وجل .

كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى بانية الجيل الواعد .... جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

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

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور ....شادي قمصية .

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

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

مشروع التصميم الانشائي لفندق في مدينة بيت لحم

فريق العمل :

ليندا موسى الشواهين ملاذ ادريس اسليمية

محمد أكرم الحداد وعد سائد المحتسب

جامعة بوليتكنك فلسطين_2021 م

اسم المشرف :-

د.شادي قمصية

ملخص المشروع

تم إعداد هذه الدراسة كمقدمة لمشروع التخرج , وهي مقدمة لمشروع التصميم الانشائي لفندق في مدينة بيت لحم .تتلخص فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لفندق في مدينة بيت لحم , مشتملاً على كافة المرافق التي يتطلبها أي فندق ,الهدف الأساسي للمشروع هو عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع , من أساسات وجدران وأعمدة وجسور والعقدات والعديد من العناصر الإنشائية الأخرى في المبنى . .

يتكون مبنى الفندق من 6 طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي و طابق بيسمنت حيث تبلغ المساحة الكلية للمشروع 9000 متر مربع , تم الاهتمام من قبل المهندس المصمم بكافة التفاصيل من حيث توزيع الفراغات بشكل متناسق ويتناسب مع الغاية الوظيفية لكل جزء في المبنى , وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلى والفريمات وغيرها .

سيتم التصميم _إن شاء الله_ بناءً على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI-318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل : **SAFE , Office2007 Autocad2016 , ETABS , Atir** وغيرها .ومن الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية , وسيتضمن المشروع دراسة تفصيلية انشائية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناءً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى .

والله ولي التوفيق

The Structural Design of a hotel in Bethlehem

WORKING TEAM :

Linda Al shawaheen Malath slemeyea

Waad Al muhtaseb Mohammad Al hadad

Palestine Polytechnic University -2021

SUPERVISOR:

DR. shadi Qumseya .

Project Abstract

The summary of the idea of this project , is to prepare a structural design of a hotel, consisting

of all facilities that should be available in any hotel.

This building is consisting of 6 floors and basement and ground floor with a nice elevation, which reflecting the

hotel face of the building, on the other hand , no doubt that the structural design at a same

level of importance of architecture one ,by supporting the building with a structural element ,

which will be designed according to ACI code .

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the

structural design and details for each member in the building .

God grants success.

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
نسخة عن صفحة العنوان الرئيسية	II
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	III
الإهداء	IV
الشكر والتقدير	V
الملخص باللغة العربية	VI
الملخص باللغة الانجليزية	VII
فهرس المحتويات	VIII
فهرس الجداول	XI
فهرس الأشكال	XI
List of abbreviation	XIII
الفصل الأول :المقدمة	1
1-1 تمهيد	2
2-1 أهداف المشروع	2
3-1 مشكلة المشروع	3
4-1 حدود مشكلة المشروع	3
1- 5 المسلمات	3
6-1 فصول المشروع	5
7-1 إجراءات المشروع	5
8-1 الجدول الزمني للمشروع	6
الفصل الثاني : الوصف المعماري للمشروع	**7**
1-2 المقدمة	**8**
2-2 لمحة عن المشروع	**8**
3-2 موقع المشروع	**9**
1-3-2 أهمية الموقع	10
2-3-2 المناخ	11

4-2 وصف طوابق المشروع 11

2-4-1 طابق التسوية 11

2-4-2 الطابق الأرضي 12

2-4-3 الطابق الأول 13

2-4-4 الطابق الثاني 13

2-4-5 الطابق الثالث 14

2-4-6 الطابق الرابع 14

2-4-7 الطابق الخامس 15

2-4-8 الرووف 15

5-2 الواجهات **16**

2-5-1 الواجهة الغربية 16

2-5-2 الواجهة الشرقية 17

2-5-3 الواجهة الجنوبية 17

2-5- 4 الواجهة الشمالية 18

6-2 المقاطع 18

2-6-1 المقطع الطولي A-A 18

2-6-2 المقطع الطولي B-B 19

7-2 وصف الحركة والمداخل 20

الفصل الثالث : الوصف الانشائي 21

1-3 المقدمة 22

2-3 الهدف من التصميم الانشائي 22

3-3 مراحل التصميم الانشائي 22

4-3 الأحمال 23

3-4-1 الاحمال الميتة 23

3-4-2 الاحمال الحية 24

3-4-3 الاحمال البيئية 25

3-4-4 احمال الرياح 25

5-3 الاختبارات العملية 27

6-3 العناصر الانشائية 28

3-6-1 العقدات 29

3-6-1-1 البلاطات المصمتة 29
3-6-1-2 البلاطات المفرغة 29
3-6-2 الادراج 32
3-6-3 الجسور 33
3-6-4 الاعمدة 34
3-6-5 جدران القص 35
3-6-6 الأساسات 35
3-6-7 الجدران الإستنادية 36
3-7 فواصل التمدد 37
3-8 البرامج التي تم استخدامها في المشروع 38

الفصل الرابع

4-1 introduction 39
4-2 material properties that used
4-3 factored load
4-4 slab thickness calculation
4-5 Load calculation
4-6 Design of topping
4-7 Design of rib(rib 19)
4-8 Design of beam (b11)
4-9 Deasign of two way ribbed slab
4-10 Design of column
4-11 Design of foundation(f1)
4-12 Design of shear wall
4-13 Design of basement wall
4-14 Design of stairs
-المراجع

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجداول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2020-2021)	6
3-1	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	24
3-2	الأحمال الحية لعناصر المبنى	25

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل
1-2	الموقع العام.....9
2-2	خارطة الموقع الجغرافي لمدينة بيت لحم 10
3-2	المسقط الأفقي للطابق التسوية 12
4-2	المسقط الافقي الارضي 12
5-2	المسقط الأفقي للطابق الأول.....13
6-2	المسقط الافقي للطابق الثاني 13
7-2	المسقط الأفقي طابق الروف 15
8-2	الواجهة الغربية 16
9-2	الواجهة الشرقية 17
10-2	الواجهة الجنوبية.....17
11-2	الواجهة الشمالية 18
12-2	سكشن A-A 19
13-2	سكشن B-B 20
1-3	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به 26
2-3	توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى 28
3-3	Flat plate.....30
4-3	Flat plate.....30
5-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 31
6-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين 31
7-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 32
8-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.....32
9-3	الادراج 33

10-3 اشكال الجسور المستخدمة في مقدمة المشروع 33
11-3 اشكال الاعمدة المستخدمة في مقدمة المشروع 34
12-3 جدران القص 35
13-3 أساس منفصل 36
14-3 الجدران الاستنادية 37

List of Abbreviations:-

Ac = area of concrete section resisting shear transfer.

As = area of non-prestressed tension reinforcement .

= area of non-prestressed compression reinforcement .A_S

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 .

Cc = compression resultant of concrete section .

Cs = 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 .

= compression strength of concrete .Fc

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(Kg/ m^3).

W = width of beam or rib .

Wu = factored load per unit area .

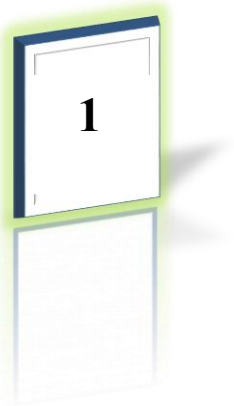
Φ = strength reduction factor .

= compression strain of concrete = 0.003ε_C mm/mm.

ε_S = strain of tension steel .

= strain of compression steel.$\acute{\varepsilon}_S$

ρ = ratio of steel area .



الفصل الأول

المقدمة

المحتويات:

1-1 التمهيد.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود مشكلة المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 إجراءات المشروع.

8-1 الجدول الزمني للمشروع.

1.1 تمهيد:-

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

فالهندسة المدنية عموماً هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكاناً أنسب 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 .

2.1 أهداف المشروع :-

تبين من الدراسات أن مدينة بيت لحم تفتقر لوجود فنادق مميزة بشكل عام ، ويعاني قطاع السياحة فيها من الإهمال بسبب انتهاكات الاحتلال الصهيوني وتأثيره على نفسية السائح ، حيث أن وجود الاحتلال يحد من عدد السائحين لذلك أصبح هناك ضرورة لوجود مرفق سياحي متميز يتمثل في إقامة فندق يحقق الرفاهية ويتطابق مع المعايير العالمية بهدف تنمية القطاع السياحي ودعم الإقتصاد المحلي .

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

1- اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.

2- القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة و إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

3- تطبيق وربط المعلوما ت التي تم درستها في المساقات المختلفة.

3.1 مشكلة المشروع:-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل وتحديد النظام الإنشائي والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لفندق في مدينة بيت لحم ،وفي هذا المجال تم توزيع أعمدة المبنى وتحديد أنواع البلاطات وتحليل بعض العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور وغيرها . بتحديد الأحمال الواقعة عليه، ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له، مع الأخذ

بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأة ، ومن ثم تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

4.1 حدود مشكلة المشروع:-

تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المبنى المراد تصميمه، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقاً، حـ يث تم العمل خلال الفصل الأول من السنة الدراسية 2020 من خلال مقدمة مشروع التخرج .

5.1 المسلمات:-

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, STAAD pro. 2008).
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

6.1 فصول المشروع:-

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

1. الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة عن المشروع .
2. الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3. الفصل الثالث : يشمل الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وأحمال ، و الوصف الوظيفي لهذه العناصر.
4. الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
5. الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

7.1 إجراءات المشروع:-

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع 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 والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

8.1 الجدول الزمني للمشروع:-

والجدول التالي يو ضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط :

جدول (١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (**2021 / 2020**)

الفعاليات الأسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختبار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائياً																
ت1وزيع الأعمدة																
التحليل الإنشائي للمشروع																
التصميم الإنشائي للمشروع																
إعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

الفصل الثاني

الوصـف المِـعمَــاري

المحتويات :

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.

2-1 مـقدمـة:-

فن العمارة هو ابتكار وتخيل الشكل الخارجي للبناء أو العقار, ومن ثم إمكانية رسمه وتصميمه على الورق بأدق التفاصيل، ومن ثم متابعة وتوجيه المهندسين المدنيين خلال فترة التشييد، وكل هذا ضمن معايير علمية محددة تضمن لهذا الخيال أن يتحقق على شكل بناء ويكون صالح للعيش فيه بسلام وأمان، وإمكانية مواجهته للحوادث الطبيعية العادية والطارئة.

من وظائف المهندس المعماري مراعاة الوقائع البيئية والجيولوجية لموقع البناء، ومراعاة ظروف المنشآت المجاورة أثناء القيام بالتصميم الجديد، سواء كان بناءً سكنياً، أو منشأة صناعية أو خدمية، أو جسراً أو نفقاً، وما إلى ذلك...

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

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:-

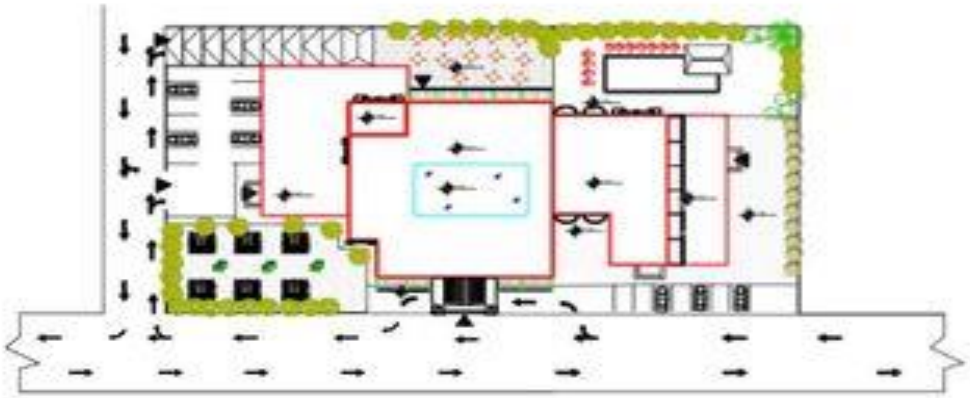
بيت لحم مدينة فلسطينية، ومركز محافظة بيت لحم يقع في الضفة الغربية بين مدينتي القدس والخليل وهي جزء من الجبال والهضاب الوسطى في فلسطين التي تنتشر موازية لغور الأردن والبحر الميت .

من اهم المشاكل التي تواجهها مدينة بيت لحم هو سيطرة الاحتلال الإسرائيلي على نسبة كبيرة جدا من الاراضي والبيوت و الموارد المتاحة وقلتها في نفس الوقت, وغياب التخطيط الجيد في توزيع البيوت والمباني .

التطور الاقتصادي والاجتماعي كانت الحاجة للشروع بعمل مقترح تصميمي لفندق بحيث يلبي جميع الخدمات التي يحتاجها السائح القادم إلى فلسطين .

فهذا التصميم المقترح مصمم ليوفر للسائح التنقل بين كافة الأماكن الموجودة في الفندق من مطاعم وقاعات ومتاجر للتسوق وكذلك الغرف على مستوى الطوابق الستة وسهولة الوصول ايضا الى الكراج الخاص بالسيارات ، حيث أن المقترح للفندق يتكون من 5 طوابق وروف بالإضافة إلى طابق كراج خاص بالسيارات والطابق الأرضي .

والشكل التالي صورة جوية للمشروع :



الشكل(2-1) يبين الموقع العام للمشروع.

3-2 موقع المشروع:-

سستقع قطعة الأرض المقترحة في مدينة بيت لحم , حيث ان متوسط الارتفاع للمدينة عن مستوى سطح البحر هو ***750*** مترا مع تفاوت الارتفاعات في المدينة نظرا لاتساع مساحة أراضيها حيث ان المدينة تقع على هضبتين .

كما هو موضح بالشكل المجاور:

الشكل (2-2) يبين خارطة الموقع الجغرافي للمنطقة المقترح انشاء الفندق فيها.

2-3-1 أهمية الموقع:-

الشروط العامة لاختيار 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 للفندق في مدينة بيت لحم:

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 أشجارونباتات.

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:-

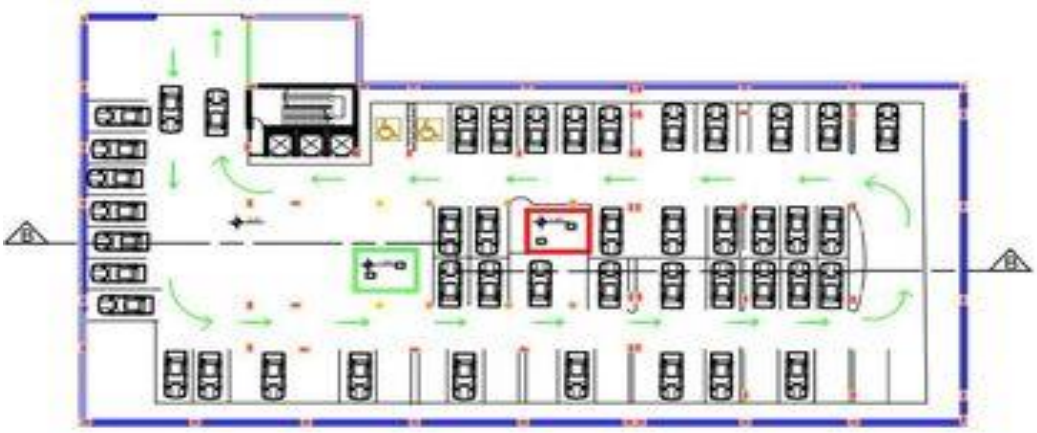
يتميز مناخ مدينة بيت لحم بأنه متوسط معتدل ذو صيف حار وجاف، وشتاء بارد ممطر، وبشكلٍ عام يأتي فصل +الصيف في نهاية شهر آذار وبداية شهر نيسان من كل عام، ويتميز شهر كانون الثاني في بيت لحم بأنه أكثر شهور السنة برودة حيث تصل درجات الحرارة فيه إلى 3.9 درجة مئوية، أما بالنسبة للأمطار فيصل منسوب مياه الأمطار السنوي في المدينة حوالي 589 ملليمتراً ويُمكن أن يصل إلى أكثر من 170 ملليمتراً في شهري يناير وفبراير.

2-4 وصف طوابق المشروع:-

يتكون المشروع من خمس طوابق وروف وكراج للسيارات وطابق أرضي وحديقة خارجية ، التوزيع المعماري لهذه المرافق لم يتسم بالتعقيد الكبير , حيث احتوى التصميم على عدة تداخلات وتراجعات في مساحات المبنى, حيث اعطى شكل جمالي وحضاري .

2-4-1 طابق التسوية الاول:-

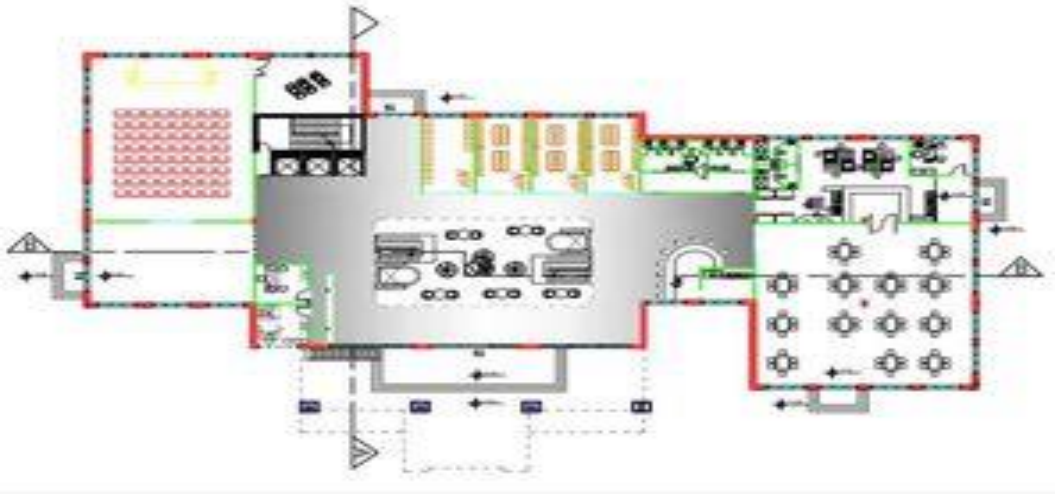
بحيث تبلغ مساحة طابق التسوية 1717 متر مربع يحتوي على مواقف سيارات وغرف صيانه ومخازن وعلى عدد من الادارج والمصاعد وبمنسوب 3.87- م .والشكل التالي يوضح المسقط لطابق التسوية :



الشكل (2- 3) المسقط الأفقي لطابق التسوية.

2-4-2 الطابق الأرضي :-

تبلغ مساحة الطابق الإرضي1335 متر مربع بحيث يتكون من حمامات ومحلات تجارية و استراحة بالاضافة الى قاعة ومكاتب واستقبال ومطعم بمنسوب0.45+ م . والشكل التالي المسقط الأفقي للطابق الأرضي:

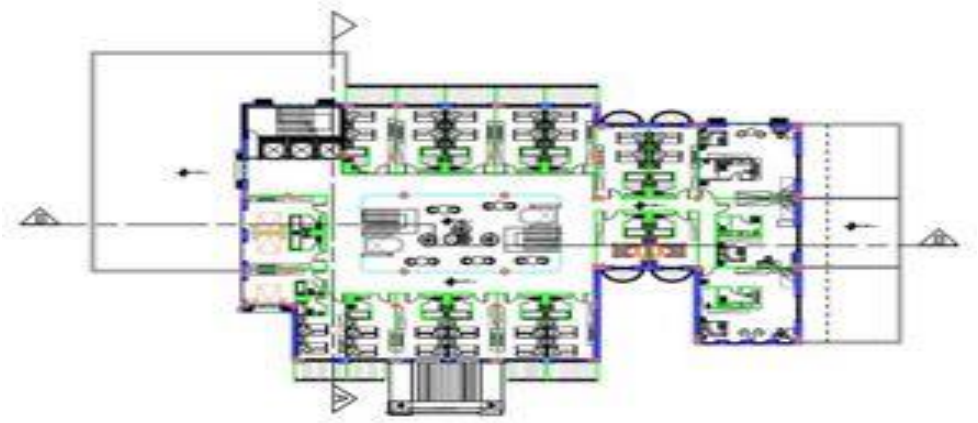


الشكل (2-4) المسقط الأفقي للطابق الارضي.

2-4-3 الطابق الأول:-

تبلغ مساحة الطابق الاول 989 متر مربع بحيث يتكون من عدد من الغرف بالاضافة الى الادراج بمنسوب4.45+ م .

والشكل يوضح صورة المسقط للطابق :

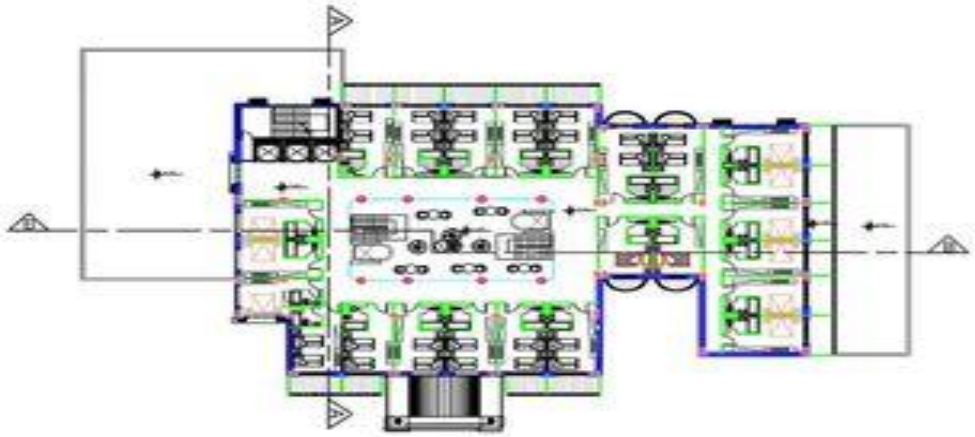


الشكل (2-5) المسقط الأفقي للطابق الأول.

2-4-4 الطابق الثاني:-

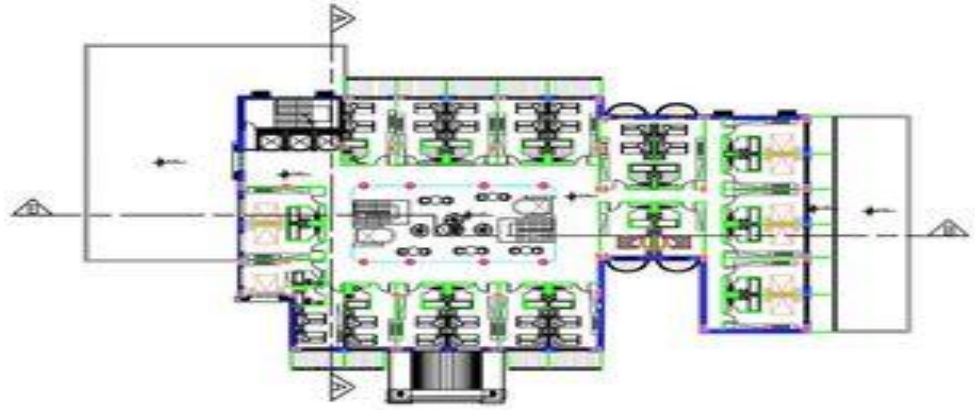
تبلغ مساحة الطابق الاول 989 متر مربع بحيث يتكون من عدد من الغرف بالاضافة الى الادراج بمنسوب7.45+ م .

كما هو موضح في الشكل (2-6):



الشكل (2-6) المسقط الأفقي للطابق الثاني.

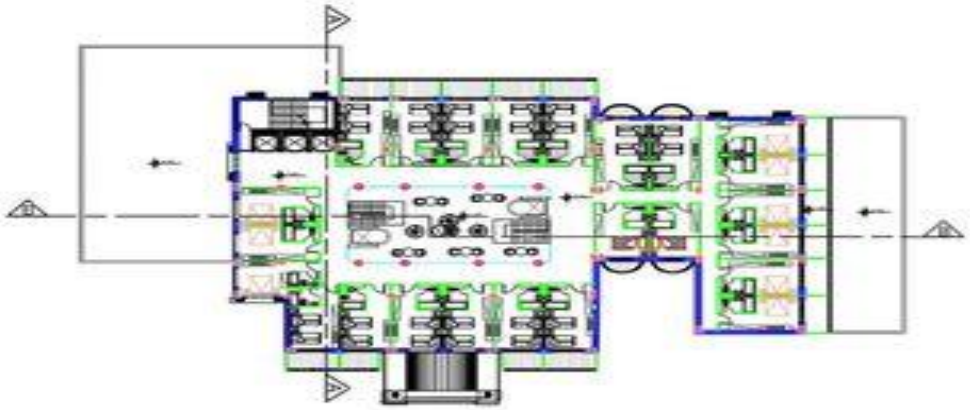
2-4-5 الطابق الثالث :- تبلغ مساحة الطابق الاول 989 متر مربع بحيث يتكون من عدد من الغرف بالاضافة الى الادراج بمنسوب10.45+ م. كما هو موضح في الشكل (2-6):



الشكل (2-6) المسقط الأفقي للطابق الثالث .

2-4-6 الطابق الرابع :-

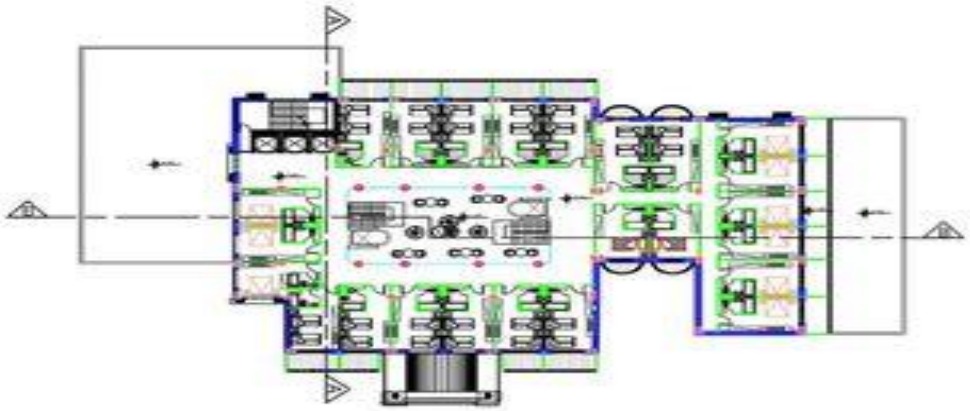
تبلغ مساحة الطابق الاول 989 متر مربع بحيث يتكون من عدد من الغرف بالاضافة الى الادراج بمنسوب13.45+ م .
كما هو موضح في الشكل (2-6):



الشكل (2-6) المسقط الأفقي للطابق الرابع .

2-4-7 الطابق الخامس :-تبلغ مساحة الطابق الاول 989 متر مربع بحيث يتكون من عدد من الغرف بالاضافة الى الادراج بمنسوب16.45+ م.

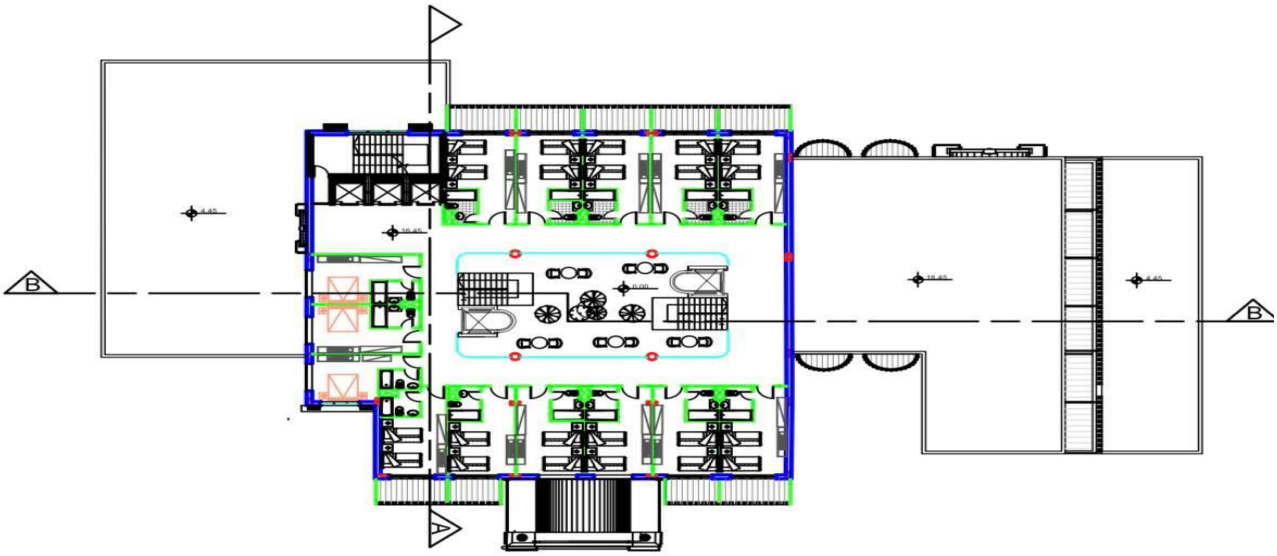
كما هو موضح في الشكل (2-6) :



الشكل (2-6) المسقط الأفقي للطابق الخامس .

2-4-8 طابق الرووف :-

تبلغ مساحة طابق الرووف 697 متر مربع بحيث يتكون من قاعات تدريس وعدة مختبرات وصالة انتظار وعدد من الادراج والحمامات والمصاعد بمنسوب 19.45+ م كما هو موضح في الشكل (2-7):



الشكل (2-7) المسقط الأفقي لطابق الرووف.

5-2 الواجهات:-

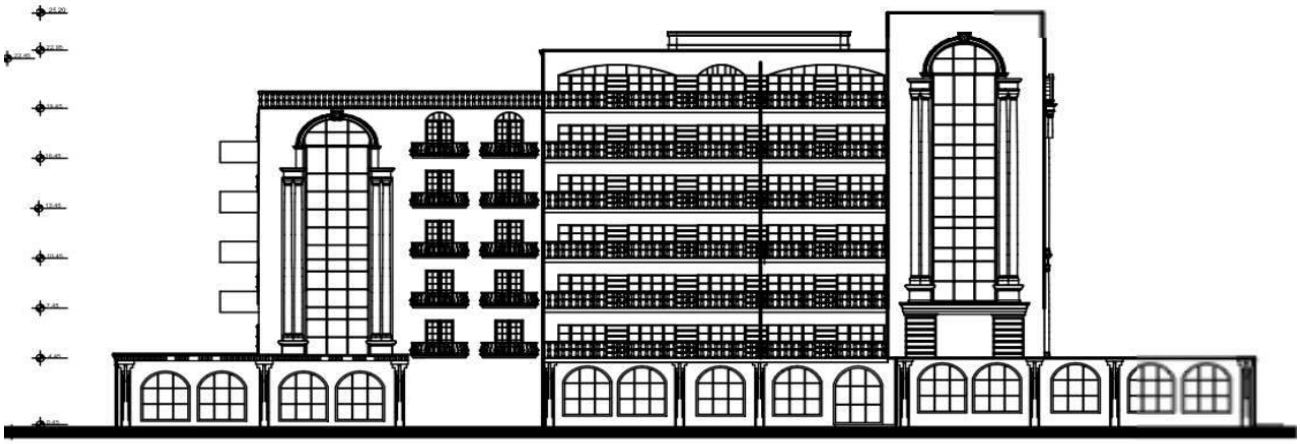
2-5-1 الواجهة الرئيسية (الغربية) :-

و يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى , وجمالية توزيع الكتل المعمارية , حيث النظر لهذه الواجهة يوضح تعدد انظمة الفتحات المستخدمة هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى, ، وأيضاً اتحدت مجموعة من العناصر (مثل الحجر والزجاج) بشكل متناغم ومتناسق لتبرز الجمال المعماري لهذه الواجهة ، جميع هذه العناصر أبرزت الجمال والروعة للواجهة المعمارية.

الشكل (2-8) الواجهة الغربية .

2-5-2 الواجهة الشرقية:-

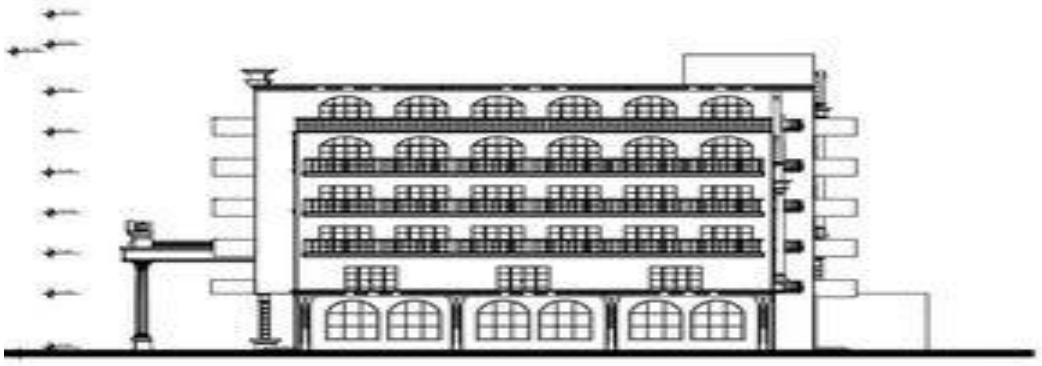
هي الواجهة الخلفية للمبنى و يظهر في هذه الواجهة توزيع الكتل الفراغية بشكل حضاري جميل .



الشكل (2-9) الواجهة الشرقية.

2-5-3 الواجهة الجنوبية :-

التوزيع المتناسق للكتل الفراغية واستعمال الكتل الزجاجية هذا يعطي مظهر جمالي على الواجهة.



الشكل (2-10) الواجهة الجنوبية .

2-5-4الواجهة الشمالية :-

تظهر الكتل منسقة بشكل جميل وحضاري .

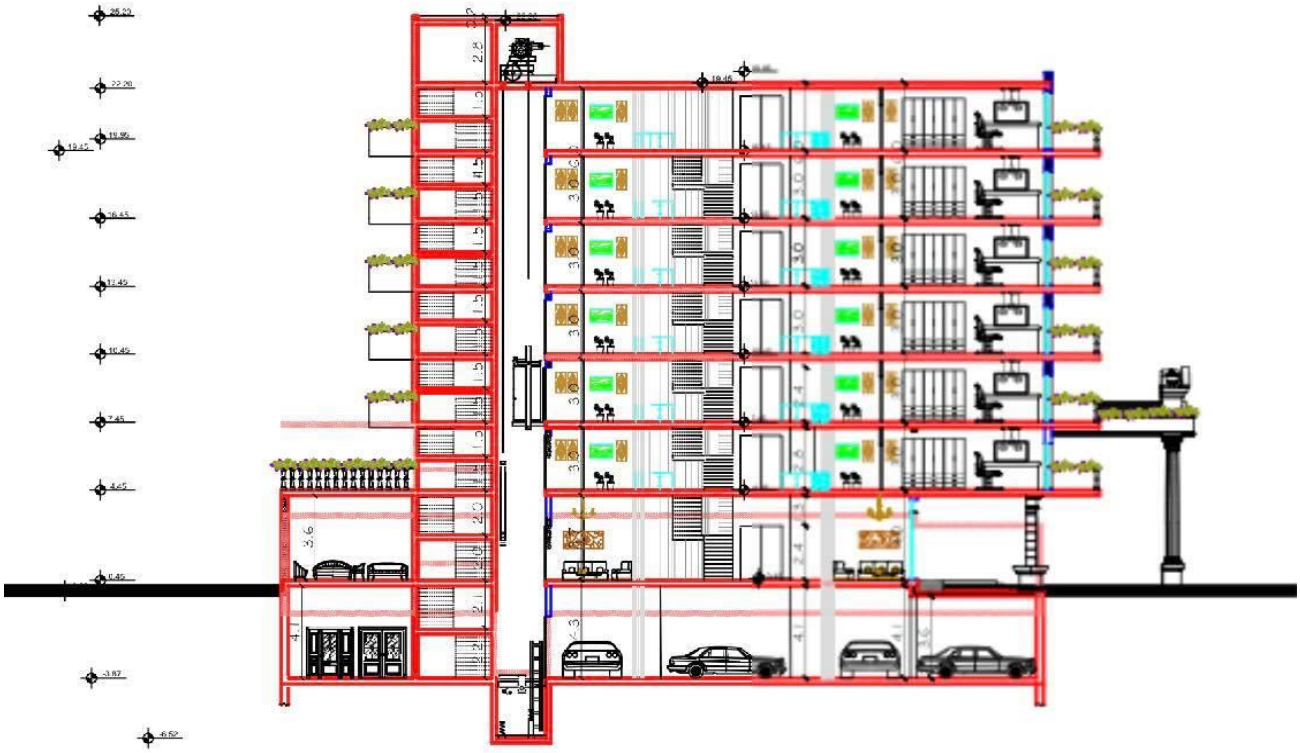
الشكل (2-11) الواجهة الشمالية.

2-6 المقاطع الطولية:-

2-6-1مقطع معمارى A-A:-

يظهر في هذا المقطع طابق الكراج التسوية الاول, ويظهر ايضا مقطع بيت الدرج المتجه من الكراج نحو الروف , ويظهر أيضاً التفاصيل الداخلية للغرف داخل الفندق .

كما هو موضح بالشكل:

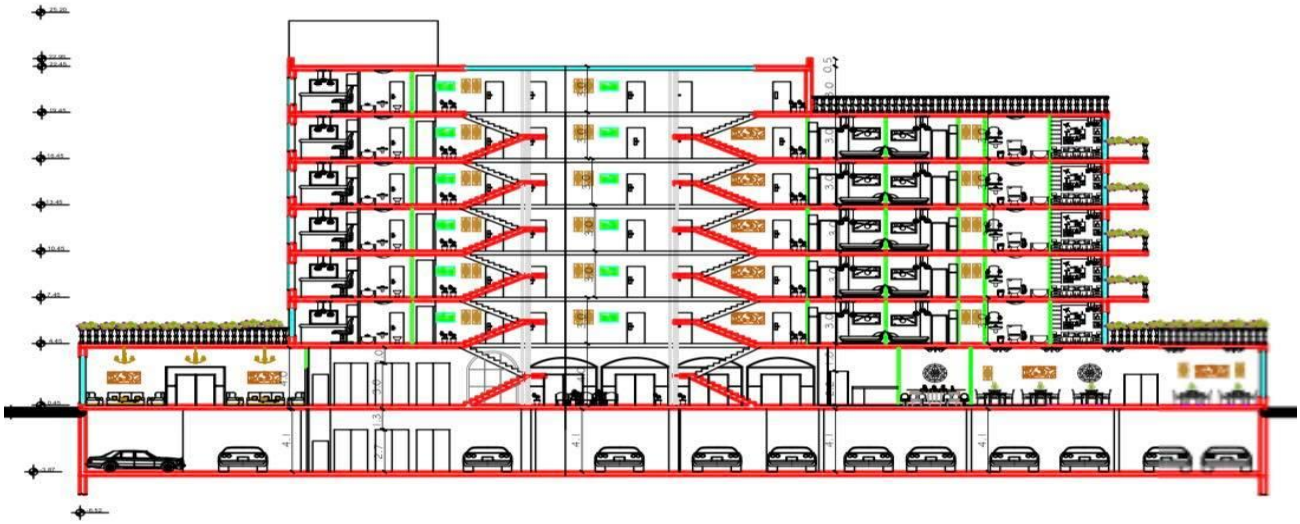


الشكل (2-12) SECTION A-A .

2-6-2 مقطع معماري B-B:-

يظهر في هذا المقطع ايضا مقاطع للأدراج الداخلية ومقاطع للأبواب والكراج والمطعم كذلك الاستقبال بالإضافة إلى التفاصبل الداخلية للغرف .

كما يظهر بالشكل التالي :



الشكل (2-13) SECTION B-B.

7-2 وصف الحركة و المداخل:-

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى و وجود الRamp بالكراجات . كما يوجد 3 بيوت درج تسهل الحركة حيث من خلالهن يمكن التنقل بين أجزاء الفندق المختلفة بحيث احداها درج مستمرمن الكراج حتى الروف، و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل .

يحتوي المشروع على :

1. المدخل الغربي وهو المدخل الرئيسي للمبنى.
2. يوجد ثلاث مداخل فرعية في الواجهة الجنوبية والشمالية والشرقية و Ramp للسيارت الخاصة .

الفصـل الثالث

الوصف الإنشائي

المحتويات:

3-1 مقدمة.

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 مقدمة:-

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.

2-3 الهدف من التصميم الانشائي:-

لتصميم الإنشائي عبارة عن 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:-

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

3-3 مراحل التصميم الانشائي:-

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، ودراسة طبيعة المناخ والارض الواقع عليها المبنى.

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.

4-3 الأحمال:-

هي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ لتحملها وتقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي:-

3-4-1 الأحمال الميتة:-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة 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.

جدول (3-1)الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

رقم البند	(Material)	الكثافة النوعية(KN/m^3) S. Weight
1	البلاط(Tile)	23
2	المونة الأسمنتية(Mortar)	22
3	الرمل(Sand)	17
4	الطوب البومس الخفيف(Bomas Block)	10
6	الخرسانة المسلحة(Reinforced Concrete)	25
7	القصارة(Plaster)	22
8	الأتربة (الطمم)(Backfill)	21

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

3-4-2 الأحمال الحية:-

وهي الأحمال الاستاتيكية التي يمكن نقلها من مكان لأخر كأثاث المنازل والأجهزة والآلات غير المثبتة بالإضافة إلى أثقال الأشخاص مستعملي المنشأ وأية أحمال قد يتعرض لها المنشأأثناء مراحل التنفيذ مثل أوزان الشدات والأوناش والمعدات المستعملة , والجدول (3-2) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

جدول (3-2) الاحمال الحية لعناصر المبنى.

الرقم	الاستخدام	الحمل (KN/m^2)

1	الغرف المكاتب والحمامات	2
2	الاستراحة	2
3	المطابخ والمخازن	3
4	القاعات والمسارح	4
5	قاعات التجمع بمقاعد ثابتة	4
6	قاعات الخدمات العامة	4
7	الأدراج والممرات والبسطات	4

3-4-3 الأحمال البيئية:-

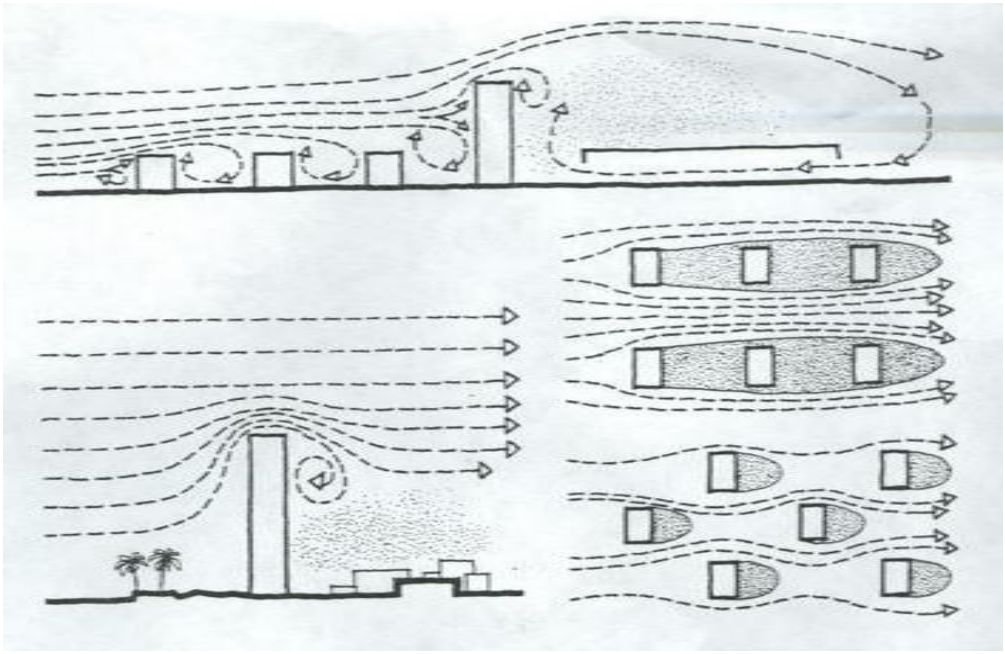
وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى، ويمكن اعتبارها جزءاً من الأحمال الحية .

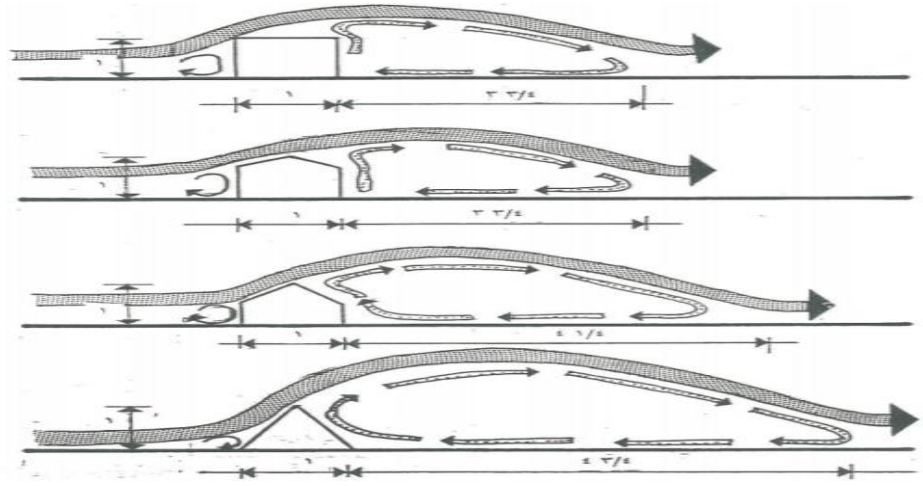
3-4-4 أحمال الرياح:-

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 الاخرى.

يجب تصميم المباني العالية تصميم يقاوم قوة الرياح الافقية ونحن ليس بحاجة الا ذلك التصميم في المبنى الذي نصممه فيه لان المبنى ليس عال ولا يتجاوز 3 طوابق .

والشكل التالي يبين تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به:





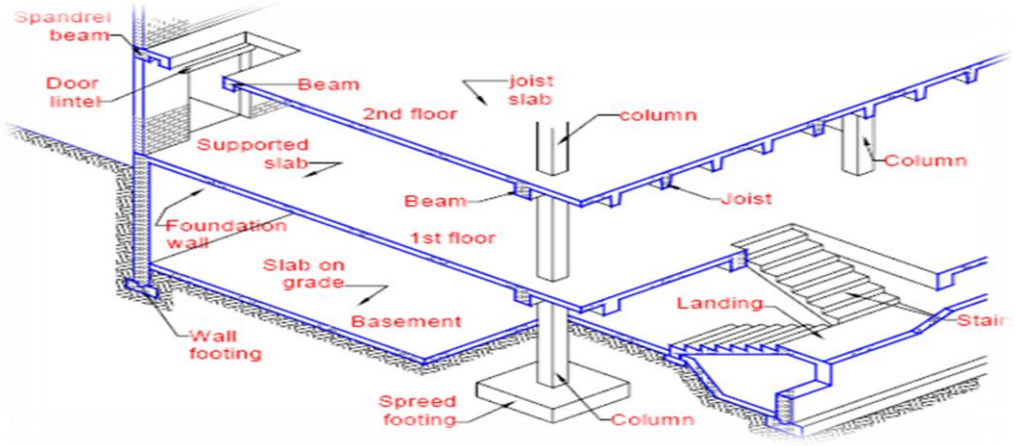
الشكل (3-1) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.

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.

3-6 العناصر الإنشائية:-

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتشمل: - العقدات والجسور والأعمدة والأدراج والأساسات، الشكل (3-2) يبين توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى.



الشكل (3-2) توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.

ويحتوي المشروع العناصر التالية:-

3-6-1 العقدات :-

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) وتقسم الى:

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

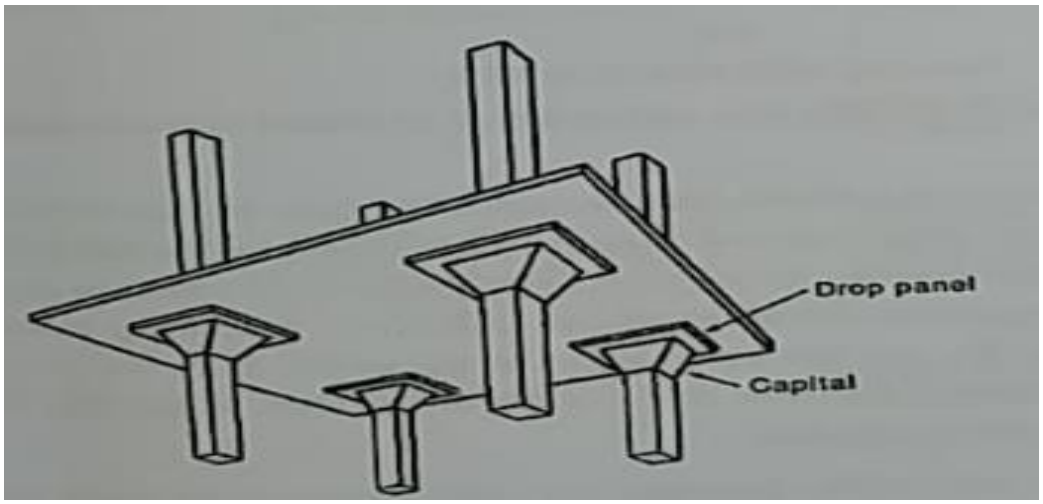
3-2-6-1البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم الى:

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

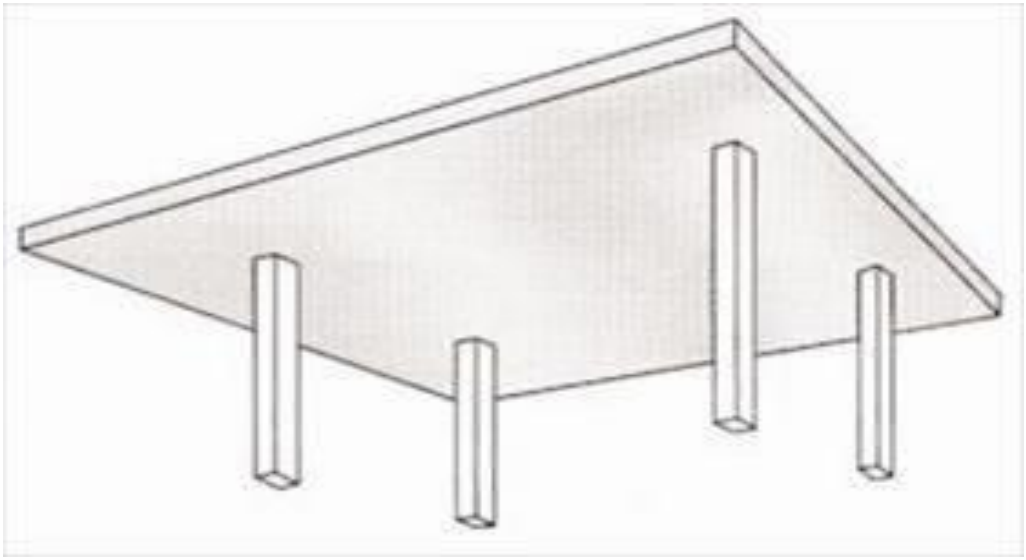
حيث تم استخدام عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد في التصميم في مقدمة المشروع بالاضافة عقدة Flat slab.

هذا وتستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من 6 الى 7متر 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 جميع الانواع من البلاطات المفرغة وقد تم استخدام عقدة الفلات في طابق التسوية.

والشكل 3-3 والشكل 3-4 يوضح هذا النوع من العقدات:



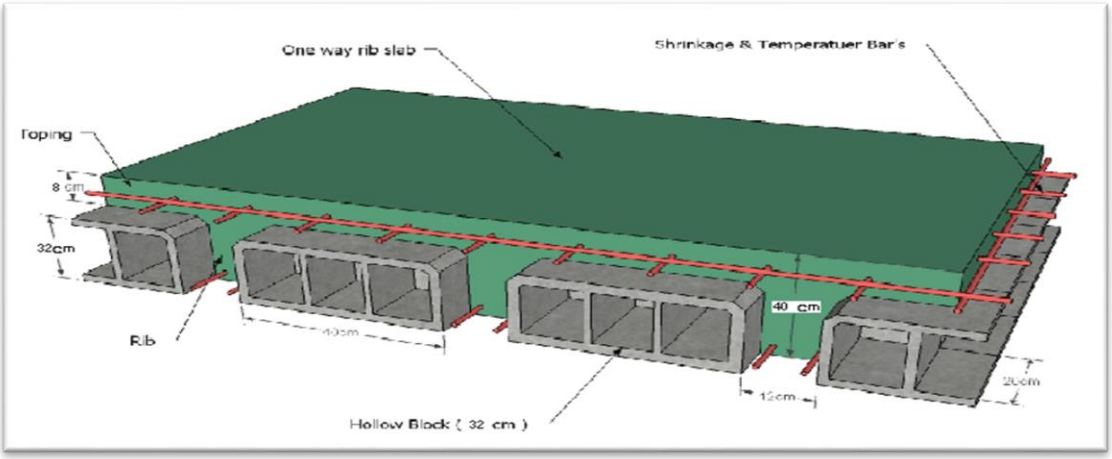
الشكل (3-3) Flat slab.



الشكل(3-4) Flat plate.

عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slabs) :

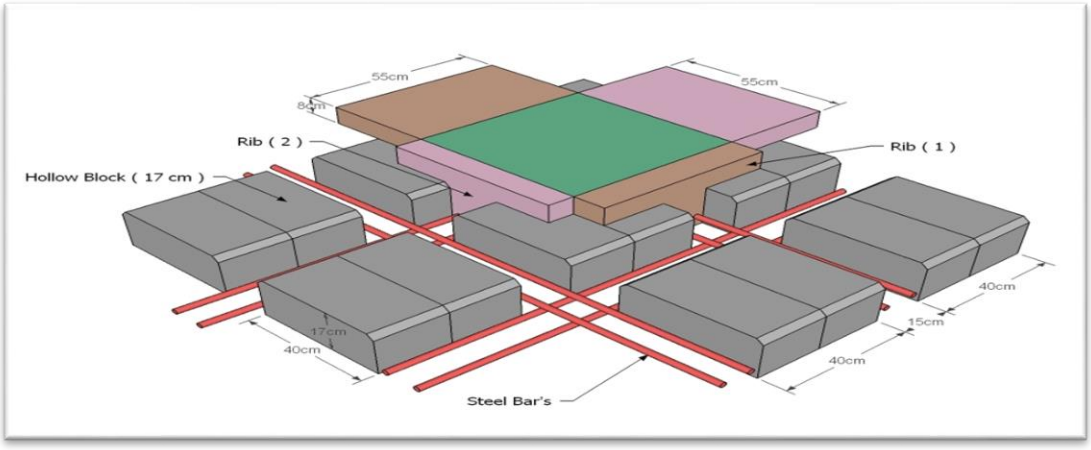
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-5). وتتميز بخفة وزنها و فعاليتها وهي الاكثر استخداما في فلسطين وفي مشروعنا ايضا.



الشكل(3-5) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs):

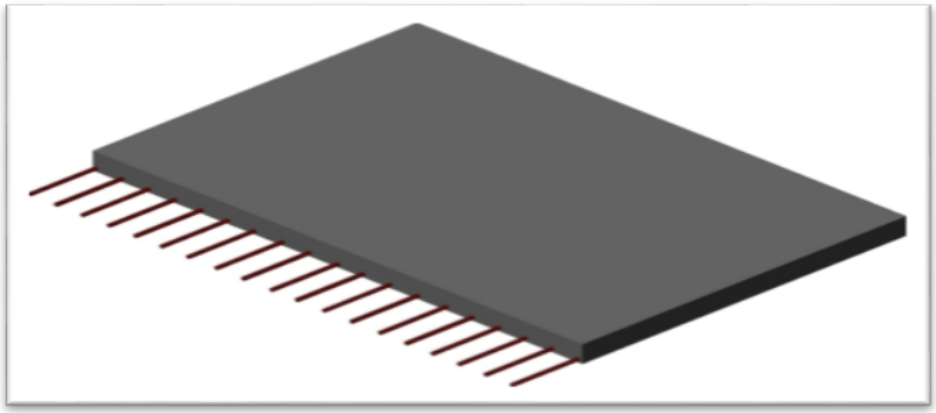
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-6):



الشكل (3-6) عقدات العصب ذات الاتجاهين.

العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slabs):

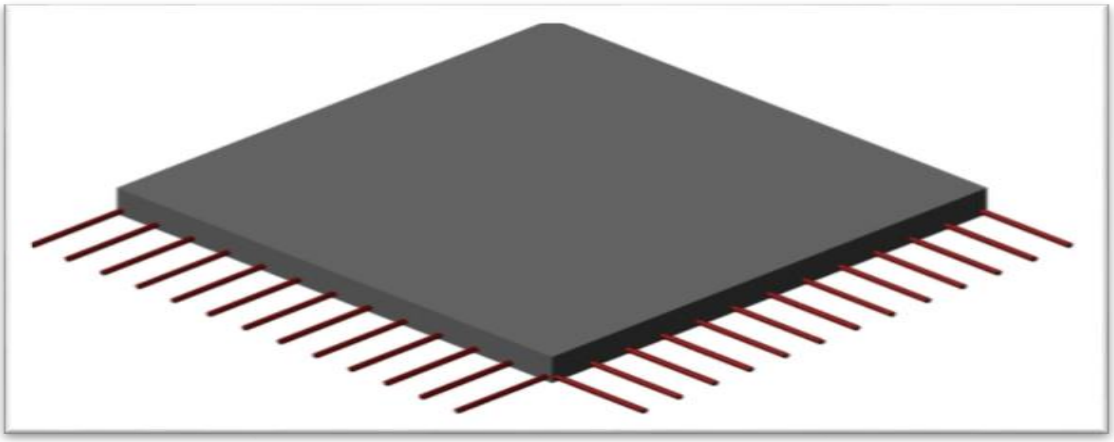
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الديناميكية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، كما في الشكل (3-7):



الشكل (3-7) العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs):

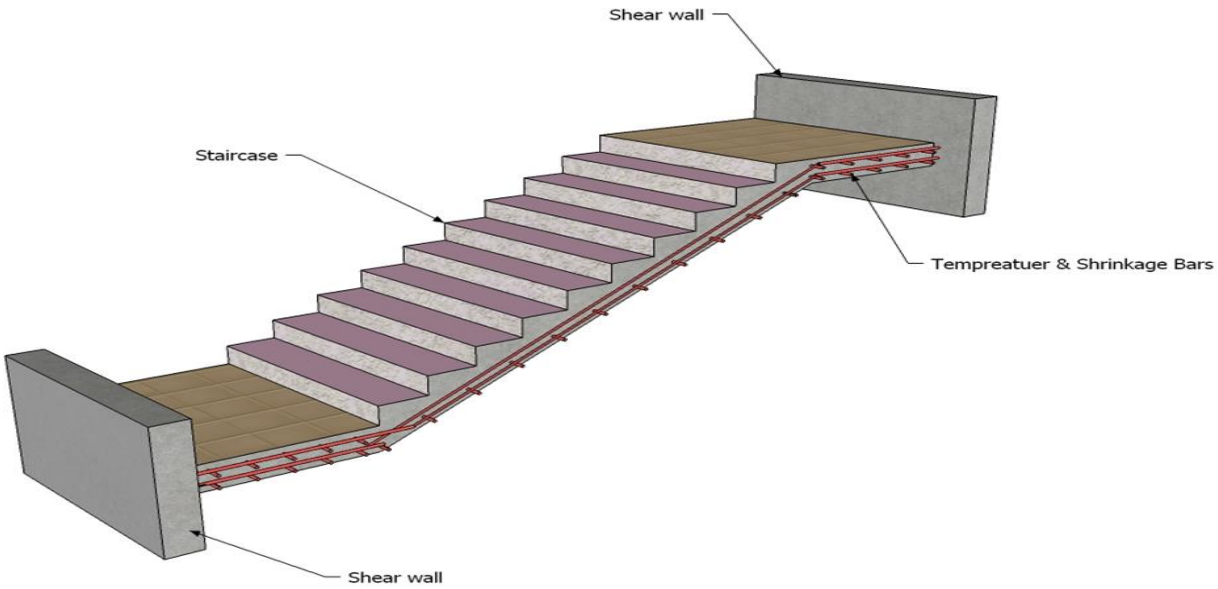
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين كما هو موضح في الشكل (3-8):



الشكل (3-8)العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

3-6-2 الأدراج:-

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(3-9):



الشكل (3-9) الادراج.

3-6-3 الجسور:-

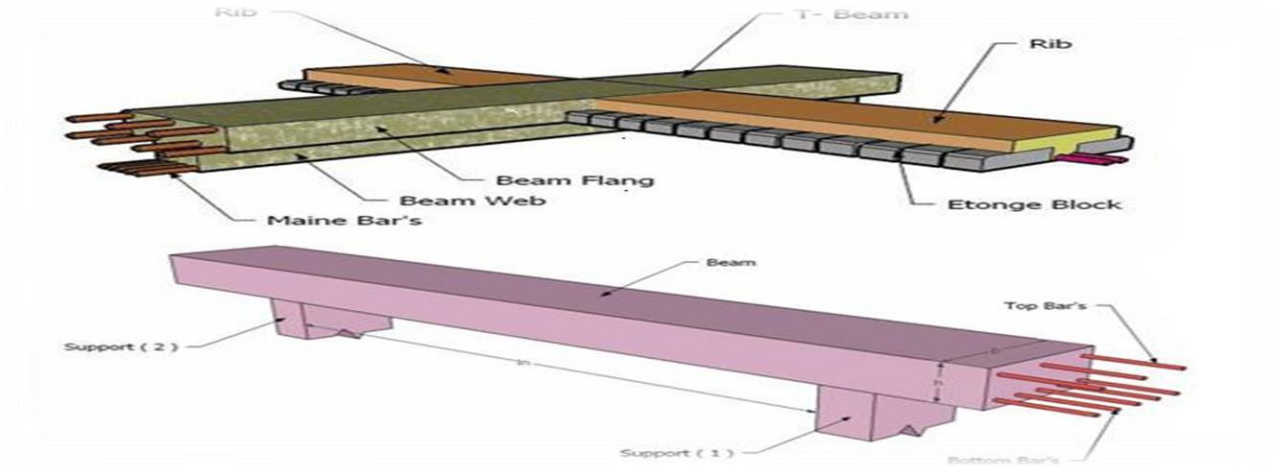
وهي عناصر إنشائية أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة, حيث تقسم الى:-

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 وتسمىL-section أوT-section.

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر, وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (3-10) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.

(3-10) أشكال الجسور المستخدمة في المشروع.



3-6-4/الأعمدة:-

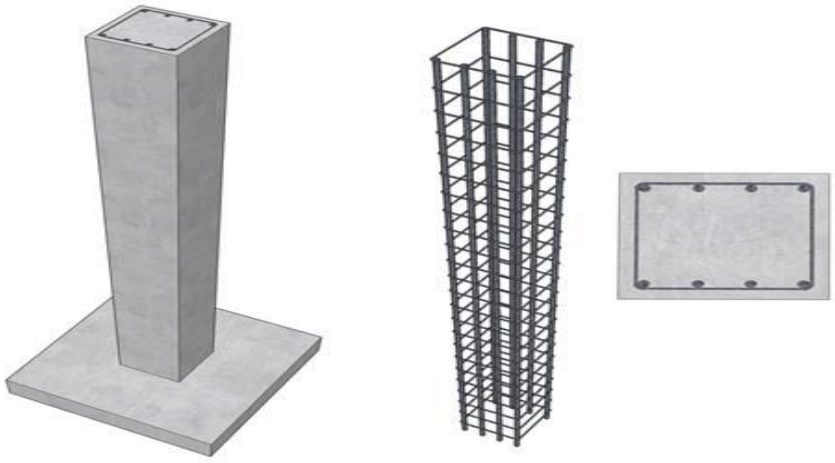
هي عناصر إنشائية أساسية ورئيسية في المنشأ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي أساسي، ويجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:-

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 والمربعة
- والدائرية

وفي هذا المشروع تم استخدام ***الدائري والمستطيل*** حيث كانت ابعاد ***المستطيل 70*40 قطر الدائري 50*** ، وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية كما هو مبين في الشكل (3-11) .

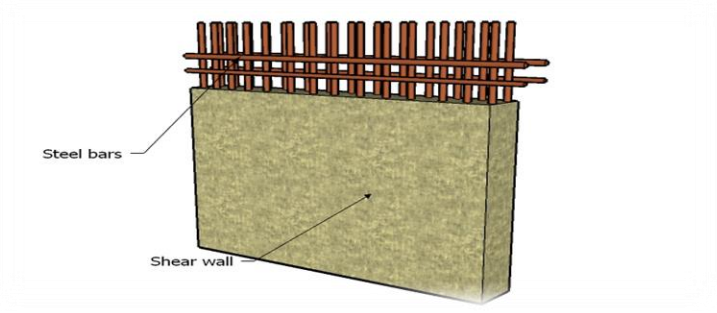


الشكل (3-11)اشكال الاعمدة المستخدمة في المشروع.

3-6-5 جدران القص (shear wall):-

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

والشكل المجاور يبين جدران القص.



الشكل (3-12)جدران القص.

3-6-6 الأساسات :-

تصنف الاساسات بوجه عام في فئتين اساسيتين هما :

1- الأساسات السطحية (shallow foundation) .

2- الأساسات العميقة (Deep Foundation) .

تندرج ضمن الفئة الاولى كافة أنواع الاساسات التي تنّفذ ضمن الحفر المكشوفة ، وهي الانواع الاكثر شيوعا وانتشارا في منشآت الابنية ، ومنها :-

- الاساسات المنفردة (isolated footing): وهي الاساسات التي تحمل عمودا واحدا.

– الاساسات المشتركة (combined footing): التي تحمل عمودين او ثلاثة او اكثر.

- الأساسات المستمرة (continuous footing):

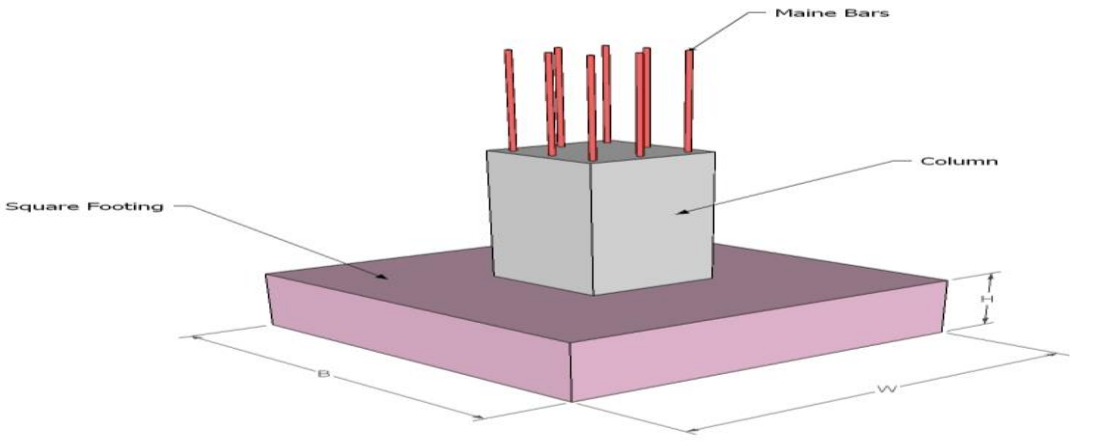
وهي الأساسات التي تحمل جدارا مستمرا ،وتدعى أيضا بالأساسات الشريطة ،وفي بعض الأحيان الأساسات المشتركة نوعا من الأساسات المستمرة.

- اساسات البلاطة "الحصيرة" : وهي التي تحمل مجموعات مختلفة من الاعمدة والجدران الموزعة باتجاهات مختلفة. وقد تكون هذه الاساسات بجسور ربط او بدون جسور ربط.

أما الاساسات العميقة :

فهي التي يتم ارساؤها على اعماق كبيرة من التربة كالأوتاد ... وغيرها.

والشكل الاتي يبين شكل الأساس المنفصل:



الشكل (3-13) اساس منفصل.

3-6-7 الجدران الإستنادية:-

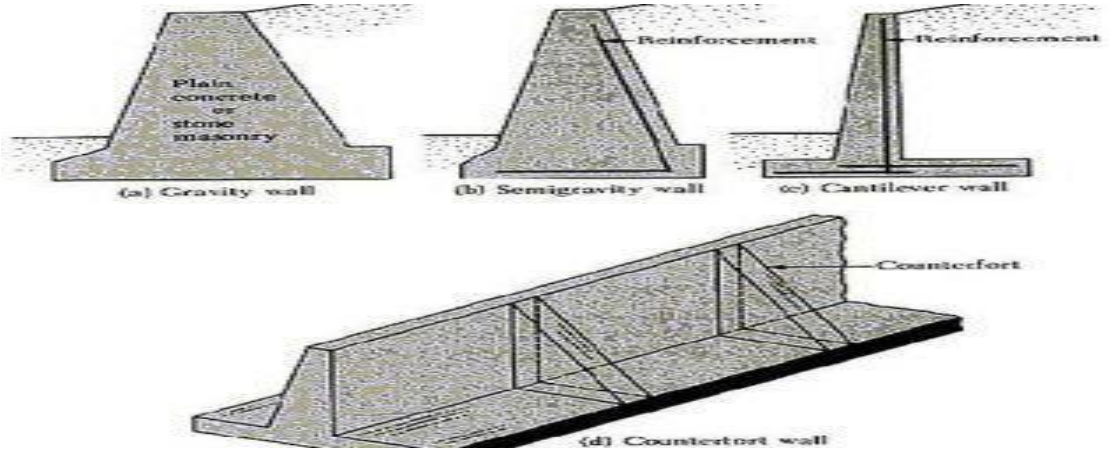
تستخدم هذه الحوائط عندما يكون مطلوب إنشاء مبنى يختلف منسوب الاستخدام فيه عن منسوب الأرض المحيطة كما في حالة أنفاق السيارات حيث أن هذا الحائط يقوم بسند التربة المجاورة ذات المنسوب المرتفع عن منسوب المياه الموجود بالمجرى المائي وهذا النوع من الأساسات يتم تصميمه أساساً لحمل القوى الجانبية للتربة و تتحمل القوى الرأسية إذا لزم الأمر .يمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر . وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

الجدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .

الجدران الكابولية (cantilever walls) .

الجدران المدعمة (braced walls).

كما يظهر في الشكل التالي:



الشكل (3-14) الجدران الاستنادية (retaining wall).

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.

3-8 برامج الحاسوب التي تم استخدامها:-

1. AutoCAD (2016) for Drawings Structural and Architectural.
2. Microsoft Office (2013) For Text Edition.
3. Atir16

Chapter Four

Structural Analysis and Design

Contents:

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 19).

4.8 Design of beam (B 11).

4.9 Design of two way ribbed slab.

4.11 Design of column(C3).

4.12 Design of Foundation (F 20).

4.13 Design of Shear wall (SH.W 2).

4.14 Design of Basement Wall.

4.15 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 420Mpa 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:-

Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

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

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

=721 /18.5 = 39 cm

Select Slab thickness h= 32cm with block 24 cm & Topping 8 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*0.52	0.359
Mortar	22	0.03*22*0.52	0.343
Sand	17	0.07*17*0.52	0.62
Rc.Rib	25	0.24*25*0.12	0.72
Hollow block	9	0.24*9*0.4	0.864
Plaster	22	0.03*22*.52	0.343
Topping	25	0.08*25*0.52	1.04
Partitions		1.5 *0.52	0.78

Nominal Total Dead load = 5.069 KN/m of rib

Nominal Total live load = 2.5 * 0.52= 1.3 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 as the graph:

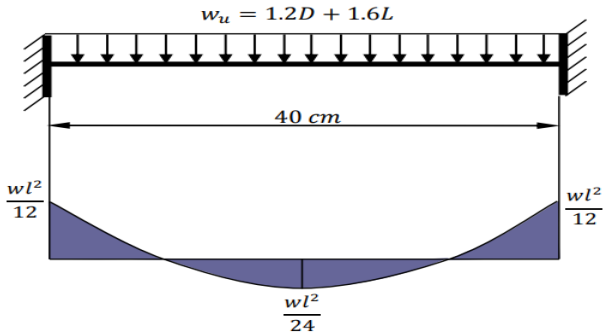


Figure (4-1): Topping Design

D.L from	KN/m^3	δ x □ x b	KN/m
Tiles	23	0.03*23*1	0.69
Mortar	22	0.03*22*1	0.66
Sand	17	0.07*17*1	1.19
Topping	25	0.08*25*1	2.0
Partitions		1.5 *1	1.5

Sum =6.04 KN/m

W_u = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.04 + 1.6 * 2.5= 11.248 KN/m (Total Factored Load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{11.248 * 0.40^2}{12} = 0.1499\ KN.m$$

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

$$= 0.42\sqrt{f_c'} * \frac{bh^2}{6} = 0.42\sqrt{24} * \frac{1000*80^2}{6} * 10^{-6} = 2.194\ KN.m$$

$\phi M_n = 0.6 * 3.43 = 1.32\ KN.m$

$\phi M_n = 1.32\ KN.m > M_u = 0.1499\ KN.m$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement ACI 7.12.2.1:

$\rho = 0.0018$

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

Try bars Φ8 = 50.3 mm^2

n = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50.3}$ =2.863 → n = 3Φ8 → $A_{S\ provide}$ = 150.9 mm^2

The smallest of (S):

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

$= 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}\right) - 2.5 * 20 \leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}\right)$

$= 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) - 2.5 * 20 \leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right)$

$= 330$ mm < 380 mm

$\leq 3 * h = 3 * 100 = 300$ mm …….. CONTROL

≤ 450 mm

∴Use Φ8 @ 20cm in both directions. S= 200 mm < S_{max} = 300 mm

4.7 Design of Rib (19):-

Section:

b = 12cm bf = 40 cm

h = 32cm Tf = 8 cm

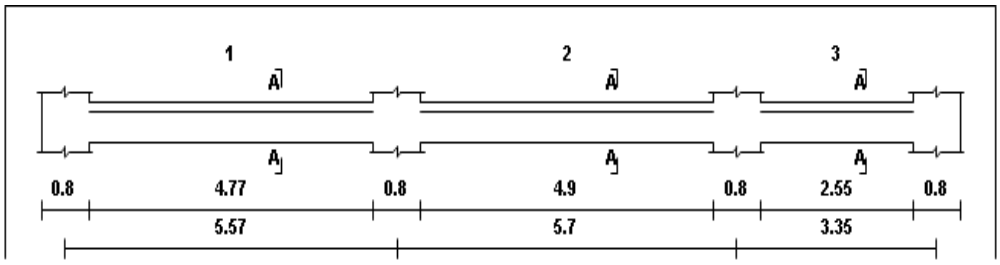


Figure (4-2): Rib 19 Geometry

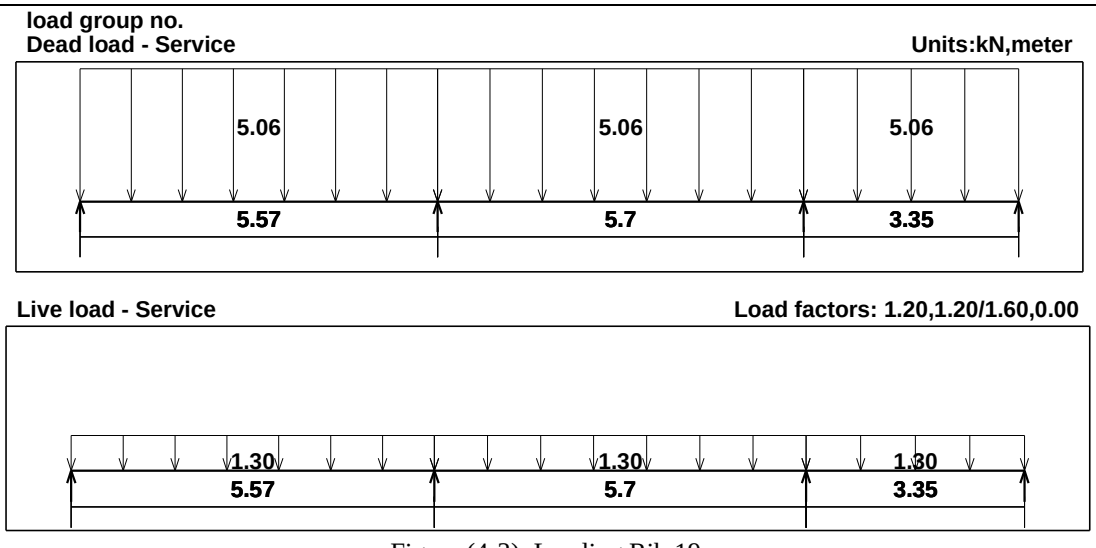
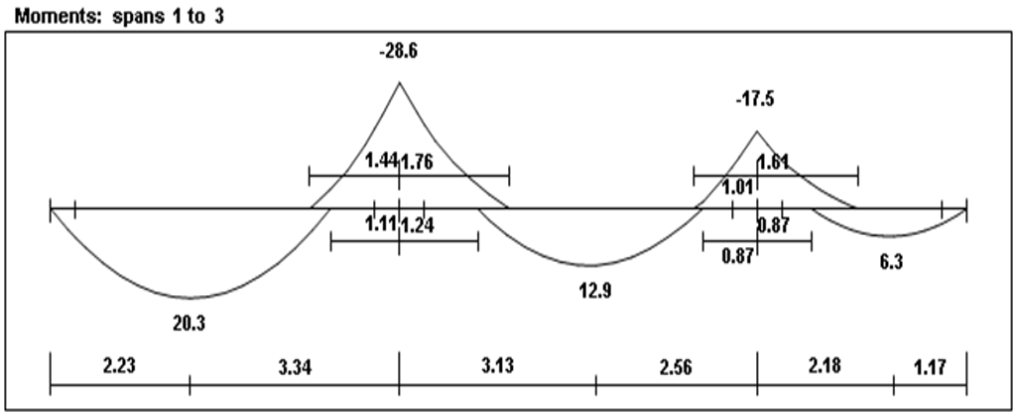


Figure (4-3): Loading Rib 19



M o m e n t / S h e a r E n v e l o p e (Factored) Units:kN,meter

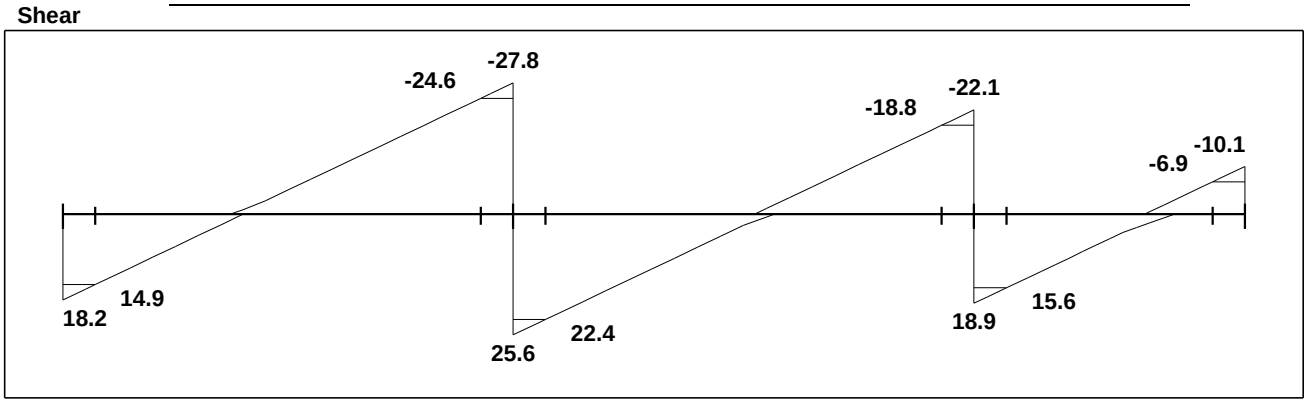


Figure (4-4): Moment & Shear Envelope for Rib 19

Effective Flange width (be):

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

be ≤ $400 + b_w$= 400 +120 = 520 mm ……..Controlled

≤ L Span/4 =7210/4 = 1802.5 mm.

≤ (16× T_f) + b_w = (16× 80) +120 =1400 mm.

<u>Design of flexure:-</u>

<u>Design of positive moment of rib (Rib 19):</u>

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

= 320 – 20 – 10 – $\frac{12}{2}$ = 284 mm

→ $M_{u\,max}$ = + 20.3 KN. m

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

$= 0.85 * 24 * 520 * 80 * \left(284 - \frac{80}{2}\right) * 10^{-6} = 207.06\ KN.m$

ϕM_{nf} = 0.9 *207.06 = 186.36KN.m

$\rightarrow \phi M_{nf}$ = 186.3KN.m > $M_{u\ max}$= 20.3KN.m

∴ DESIGN AS RECTANGULAR SECTION WITH b=550 mm

Mu = + 20.3KN.m

M_n = Mu /ϕ = 20.3/ 0.9 = 22.55KN.m

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

$k_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{22.55*10^6}{520*(284)^2}$ = 0.537MPa

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*k_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.537*20.6}{420}}\right)$ =

0.00129

$\rightarrow A_{s\ req} = \rho$ * b *d = 0.00129* 520 * 284 = 190.5 mm^2

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

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 284 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 284$

= 113.9 mm^2 > 99.4 mm^2 …. Larger value is control.

→ $As_{\ min}$ = 113.9 mm^2 < $As_{\ req}$ = 190.5 mm^2

∴ As = 190.5 mm^2 – control

2 Φ14 = 307.8 mm^2 > As_{req} = 190.5 mm^2 OK,

∴ **Use 2 Φ14**

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

Tension = Compression

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

307.8 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a

a = 12.18 mm.

f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.18}{0.85}$ = 14.33 mm

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

$= \frac{284-14.33}{14.33} * 0.003 = 0.0565 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 … OK

<u>Design of negative moment of rib (Rib 19):</u>

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

$= 320 – 20 – 10 – \frac{12}{2} = 284$ mm

→ $M_{u\ max}$ = - 28.6 KN. m

M_n = Mu /ϕ = 28.6/ 0.9 = 31.77KN.m

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

$k_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{31.77*10^6}{120*(284)^2} = 3.28$MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*k_n*m}{f_y}}) = \frac{1}{20.60}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.28*20.6}{420}}\right) = 0.0085$

→$A_{s\ req} = \rho$ * b *d = 0.0085* 120 * 284= 289.68 mm^2

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

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 284 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 284$

= 113.9 mm^2 > 99.4 mm^2 …. Larger value is control.

→ $As_{\ min}$ = 113.9 mm^2 < $As_{\ req}$ = 289.68mm^2

∴ As = 289.68 mm^2 – control

2 Φ18 = 508.7 mm^2 > As_{req} = 289.68 mm^2 OK

∴ **Use 2 Φ18**

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

Tension = Compression

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

508.7 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 20.14 mm.

f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.14}{0.85}$ = 23.7 mm

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

$= \frac{284-23.7}{23.7} * 0.003 = 0.033 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 … OK

Design of (Rib 19) for shear:

The maximum shear force at the distance d from the face of support,

Vu = 32.4 KN

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

$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 284 * 10^{-3} = 30.6$ KN

$\phi V_c = 0.75 * 30.6 = 22.95$ KN

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

$24.6 > \frac{22.95}{2} = 11.47$ ∴ Case (1) is NOT satisfied

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

$11.47 < 24.6 \leq 22.95$ ∴ Case (2) is NOT satisfied

Case3:

Check for section dimensions:

$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C \rightarrow \frac{24.6}{0.75} - 30.6 = 2.2$ KN

$V_{S\,max} = \frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d \rightarrow \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 120 * 284 * 10^{-3} = 83.47$ KN

$V_S' = \frac{V_{S\,max}}{2} \rightarrow 83.47/2 = 41.74$ KN

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

If $V_S < V_S' \rightarrow$ $S_{max} \leq$ d/2 = 284/2= 142mm - control or

$S_{max} \leq$ 600mm

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

$$Vs_{min} = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 120 * 284 * 10^{-3} = 51.12\ KN$$

or

$$Vs_{min} = \frac{1}{3} * 120 * 284 * 10^{-3} = 11.36\ KN \ldots control\ .$$

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

22.95 KN < 24.6 KN < 0.75*(30.6+11.36) = 31.47 KN … OK →

Try 2 legs Φ8

$\frac{A_V}{S} = \frac{V_s}{fyt*d} \rightarrow$ S = $\frac{100.6*420*284}{2.2*1000}$ = 5454.349 mm

$S_{max} \leq$ d/2 = 284/2= 142mm - control or $S_{max} \leq$ 600m

2 legs Φ8 @ 150 mm

4.8 Design of beam (B 11):-

B = 80 cm

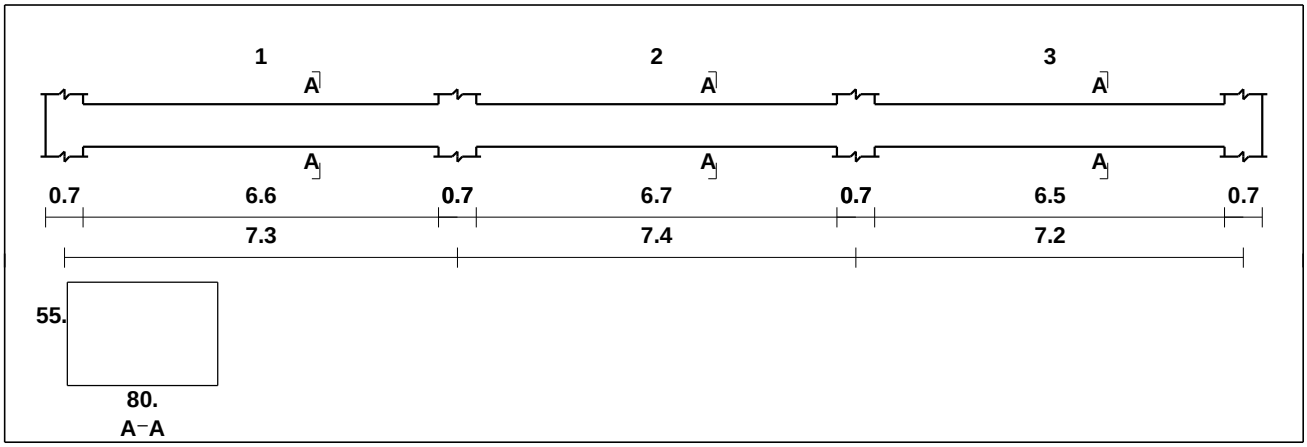


Figure (4-5): Beam (11) Geometry

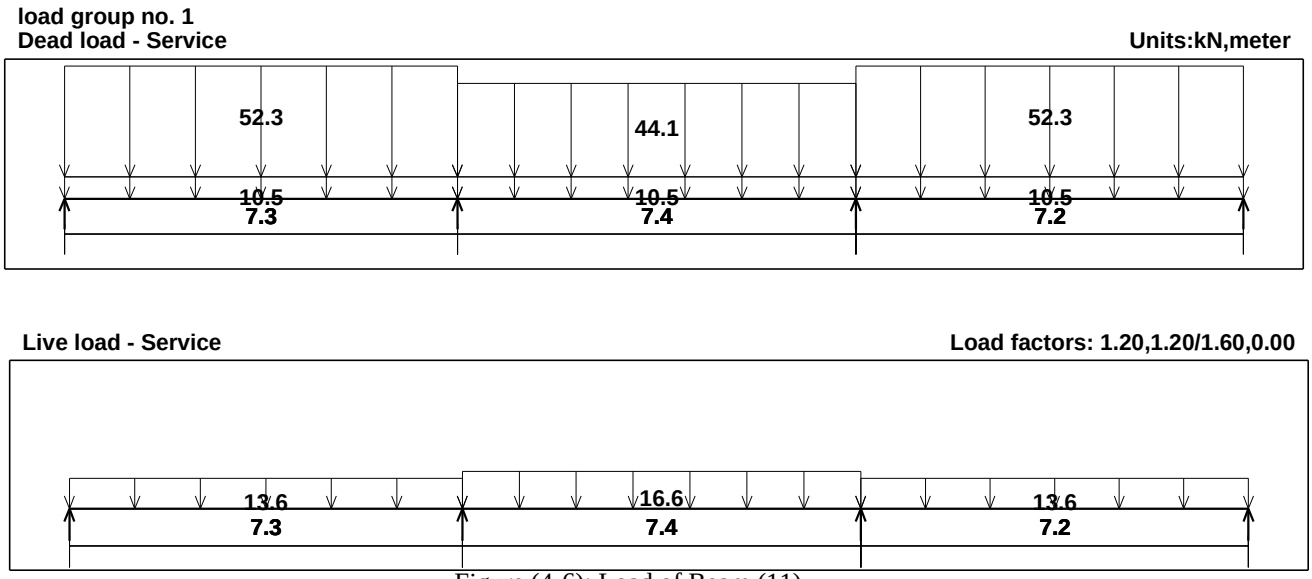


Figure (4-6): Load of Beam (11)

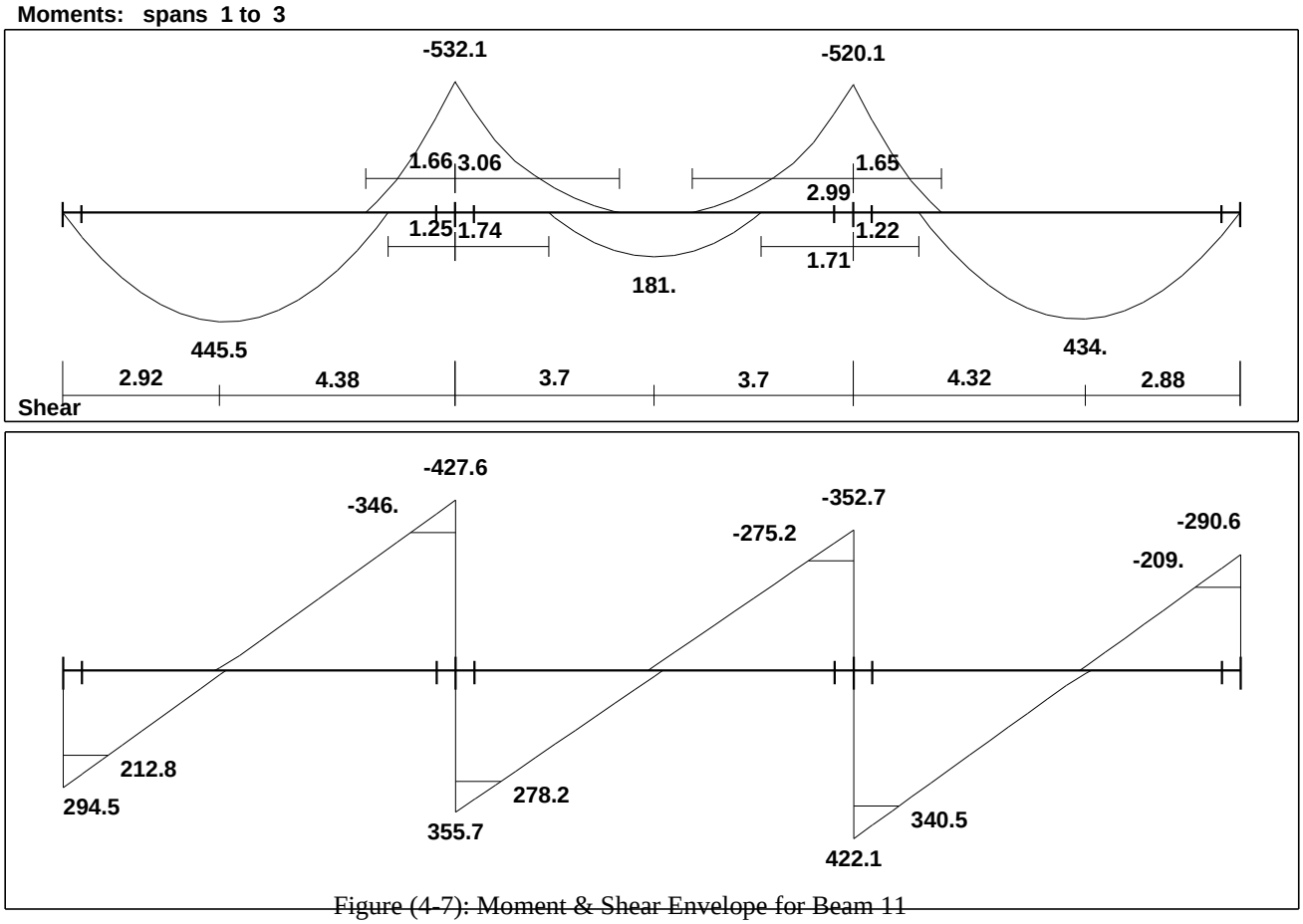


Figure (4-7): Moment & Shear Envelope for Beam 11

Design of flexure:

Design of maximum negative moment:

Mu_{max}= 532.1KN.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)

= 550 – 40 – 10 –25/2= 487.5 mm.

c =$\frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 487.5$ = 208.92 mm

a =$\beta_1 c$ =$0.85 * 208.92$ = 177.58 mm

$$M_{n,max} = 0.85\, fc`ab\left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 0.85 * 24 * 177.58 * 800 * \left(487.5 - \frac{177.58}{2}\right) * 10^{-6}$$

$$= 1155.5KN.m$$

ϵ_s = 0.004

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

$\emptyset Mn = 0.82 * 1155.5 = 947.51\, KN.m \rightarrow$ $Mu =$ 532.1KN.M < $\emptyset Mn = 947.51 KN.m$

∴ Design the section as singly reinforced concrete section.

→ $M_{u\,max}$ = - 532.1KN.m

M_n = Mu /ϕ = 532.1/ 0.9 = 591.22KN.m

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{591.22*10^6}{800*(487.5)^2}$ = 3.11MPa

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.11*20.588}{420}}\right)$ = 0.008

→$A_{s\ req}$ = ρ * b *d = 0.008* 800 * 487.5 = 3120 mm^2

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

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 800 * 487.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 487.5$

= 1137.3mm^2 <1300 mm^2 …. Larger value is control.

→ As $_{min}$ = 1300 mm^2 < As $_{req}$ = 3120 mm^2,

∴ As = 3120 mm^2 – control

7 Φ25 = 3436.12 mm^2 > As$_{req}$ = 3120 mm^2 OK

∴ **Use 7 Φ25**

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

Tension = Compression

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

3436.12 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 88.43 mm.

f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{88.43}{0.85}$ = 104.04 mm

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

$= \frac{487.5-104.04}{104.04} * 0.003 = 0.01 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 … OK

Check for bar placement:

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

<u>Design of maximum positive moment:-</u>

→ $M_{u\ max}$ = + 445.5 KN. m

M_n = Mu /ϕ = 445.5/ 0.9 = 495KN.m

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{495*10^6}{800*(487.5)^2}$ = 2.6 MPa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*R_n*m}{f_y}}) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.6*20.588}{420}}\right) =$

0.0066

→$A_{s\ req} = \rho$ * b *d = 0.0066* 800 * 487.5= 2574 mm^2

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

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 800 * 487.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 487.5$

=1137.3 mm^2 < 1300 mm^2 …. Larger value is control.

→ $As_{\ min}$ = 1300 mm^2 < $As_{\ req}$ = 2574mm^2,

∴ As = 2574 mm^2 – control

6 Φ25 = 2945.2 mm^2 > As_{req} = 2574 mm^2 OK

∴ **Use 6 Φ25**

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

Tension = Compression

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

2945.2 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a

a = 75.8 mm.

f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{75.8}{0.85}$ = 89.18 mm

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

$= \frac{487.5-89.18}{89.18} * 0.003 = 0.0134 > 0.005$ ∴ ϕ =0.9 … OK

Check for bar placement:

$S_b = \frac{800-40*2-10*2-(6*25)}{5} = 110\ mm > 25mm$ … OK

Design of (B 11) for shear:-

The maximum shear force at the distance d from the face of support,

Vu = 346 KN

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

$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 318.43$ KN

$\phi V_c = 0.75 * 318.43 = 238.82$ KN

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

$346 > \frac{238.82}{2} = 119.4$ ∴ Case (1) is NOT satisfied

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

$119.4 < 346 \leq 238.82$ ∴ Case (2) is NOT satisfied

Case3:

Check for section dimensions:

$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C \rightarrow \frac{346}{0.75} - 318.43 = 142.9$KN

$V_{S\,max} = \frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d \rightarrow \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 955.3$ KN

$V_S' = \frac{VS\ max}{2} \rightarrow 955.3 / 2 = 477.65$KN

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

If $V_S < V_S' \rightarrow S_{max} \leq d/2 = 487.5/2 = 243.75$ mm - control or

$S_{max} \leq 600$mm

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

$$Vs_{min} = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 119.4\ KN$$

or

$$Vs_{min} = \frac{1}{3} * 800 * 487.5 * 10^{-3} = 130\ KN \ldots control\ .$$

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

238.82 KN < 346 KN < 0.75*(318.43 +130) = 336.32KN …Not OK

Case4:

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

$0.75(318.43 + 130) < 346 \leq 0.75(318.43 + 477.65)$

$336.32 < 346 \leq 597.06$ … OK → Try 4 legs Φ10

$\frac{A_{V.}}{S} = \frac{V_S}{fyt*d} \rightarrow$ S = $\frac{314*420*487.5}{142.9*1000}$ = 449.9mm

S_{max} ≤ d/2 = 487.5/2= 243.75 mm - control or S_{max} ≤ 600mm

4 legs Φ10 @ 150 mm

4.9 Design of two way ribbed slab:-

1. Approximate method:

.Approximate value of minimum(h) according to ACI

Minimum (h) ≥ (Maximum clear perimeter/180)

Minimum (h) ≥ (2*6.25+2*6.33)/180=13.97 cm

Select (h=32 cm) > minimum (h); 8cm Topping+24cm Block

2-accurate method:

All exterior and interior beams have a rectangular section of 80 width and 55 cm depth:

I for beam $= \frac{b * h^3}{12}$

I for beam $= \frac{80 * 55^3}{12}$

=1109167 cm^4

The moment of inertia for the ribbed slab:

Be =52cm was defined in one way ribbed slab

$$yc = \frac{40 * 8 * 4 + 32 * 12 * 16}{40 * 8 + 32 * 12}$$

=10.55cm

$$\text{I for rib} = \frac{52 * 10.55^3}{3} + \frac{40 * 2.55^3}{3} + \frac{12 * 21.45^3}{3}$$

=59609cm^4

Short direction: L=6.25m =600cm

$$Is = \frac{Irib * (\frac{l}{2} + bw)}{bf}$$

$$Is = \frac{59609 * (\frac{625}{2} + 80)}{52}$$

=449933cm^4

Long direction L=6.33m=633cm

$$Is = \frac{59609 * (\frac{633}{2} + 80)}{52}$$

454518.6 cm^4=

Short direction $l_{right}=l_{left}$ =6.25 m=625 cm

$$Is = \frac{Irib * (\frac{Iright}{2} + \frac{Ileft}{2} + bw)}{bf}$$

$$Is = \frac{59609 * (\frac{625}{2} + \frac{625}{2} + 80)}{52}$$

=808160.5 cm^4

Long direction $l_{left}=l_{right}$ =6.33m=633cm

$$Is = \frac{59609 * (\frac{633}{2} + \frac{633}{2} + 80)}{52}$$

=817331cm^4

$$\alpha = \frac{Ib}{Is}$$

α1=1109167/449933=2.4

α2=1109167/454518.6=2.4

α3=1109167/808160.5=1.37

α4=1109167/817331=1.35

αfm=(2.4+2.4+1.37+1.35)/4

= 1.88 <2.0 the minimum slab thickness will be :

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha fm - 0.2)}$$

$$h = \frac{6330\left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 5 * 1.01(1.88 - 0.2)}$$

=149.7mm>125mm

β=6.33/6.25=1.01

First trial thickness h=320mm >149.7mm_ok

Take slab thickness h_{slab} 320mm ,80mm topping ,240mm concrete block

2. Load calculation:

From one way ribbed slab dead load:

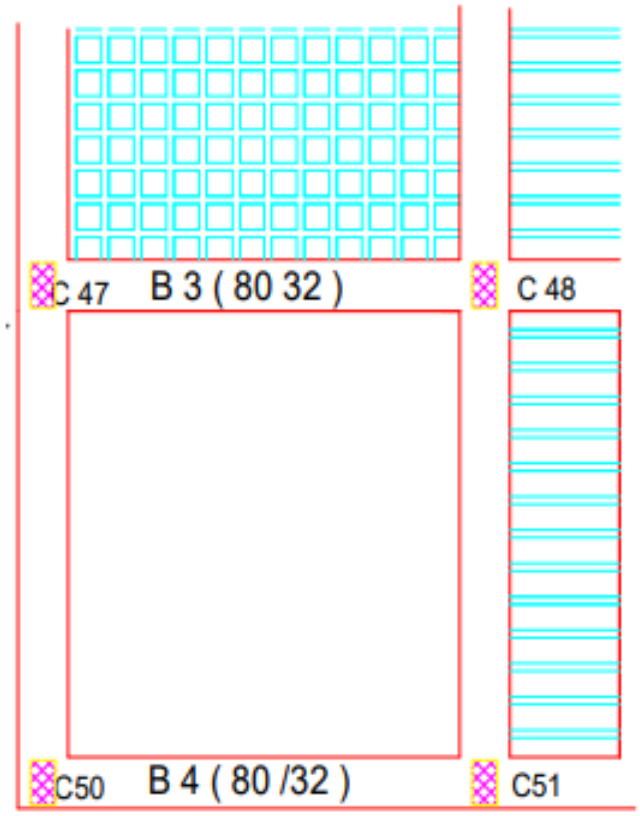
DL=9.656KN/m^2

Live load of slab:

LL=2.5KN/m^2

W=1.2*9.656+1.6*2.5=15.587KN/m^2

3. Design of bending moment:



Ma,pos ,dl=$0.027*15.587*6.25^2$

= 16.44KN.m/m

Mb,pos ,dl=$0.027*15.587*6.33^2$

KN.m/m 16.86=

Ma,pos,ll=$0.032*15.587*6.25^2$

=19.48KN.m/m

Mb,pos,ll=$0.032*15.587*6.33^2$

=19.98KN.m/m

Ma,pos =16.44+19.48=35.92KN.m/m

Mb,pos =19.98+16.86=36.84KN.m/m

Ma,neg =0.05*15.587*6.25^2=30.44KN.m/m

Mb,neg =0.05*15.587*6.33^2=31.22KN.m/m

<u>Design of negative moments:-</u>

Mu=31.22KN.m

Mn=$\frac{Mu}{\emptyset}$

=31.22/09=34.68KN.m

Assume bar diameter ∅14 for main reinforcement

d=320-20-8-14/2=285mm.

Kn=$\frac{M_n}{b*d^2}$

=$36.86*10^6/(120*285^{2)}$

=3.78Mpa

m=$\frac{f_y}{0.85\ f_c'}$

=420/(0.85*24)

=20.58

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

=$\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.78*20.6}{420}})$

=0.01

As=0.01*120*285=342mm^2

Check of As min:

As,min= 0.25*(√fc'/ fy)*bw*d ≥ 1.4/fy *bw*d

<114mm^2 =99.7

→As min = 114 mm2 < As req = 342mm2 ∴ As = 342 mm2 control

2Φ16 = 402mm2 > Asreq = 342 mm2 OK

∴ Use 2 Φ16

Check for strain: (εs≥0.005)

Tension = Compression

As * fy = 0.85 * fc^' * bw * a

402 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 68.9 m

fc'= 24 MPa< 28 MPa→ β = 0.85

c=a/β = 68.9/0.85 = 81.1mm

εs =(d-c)/c * 0.003

Ok 0.0075 <0.005∴ ϕ =0.9

Design of positive moments:-

Mu=36.68KN.m

ØMn =Mu/

=36.68/0.9=40.75KN.m

Assume bar diameter Ø16 for main reinforcement

d=320-20-8-16/2=284mm

Kn=Mn/(b*d^2)

=40.75/(120*284^2)

=4.18Mpa

m=fy/(0.85 fc)

=(420/.85*24)

=20.6

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4.18 * 20.6}{420}}\right)$$

=0.011

As=0.011*120*284=374.88mm2

Check of As min:

As,min= 0.25*(√fc'/ fy)*bw*d ≥ 1.4/fy *bw*d

99.4<114mm^2=

As min = 114 mm2 < As req = 375mm2 ∴As = 375 mm2 _ control

2Φ16 = 402mm2 > Asreq = 375 mm2 OK

∴ Use 2 Φ16

Check for strain: (εs≥0.005)

Tension = Compression

As * fy = 0.85 * fc^' * bw * a

402 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a

a = 68. 9mm

fc' = 24 MPa< 28 MPa→ β = 0.85

c=a/β = 68.9/0.85 = 81.1mm

εs=(d-c)/c * 0.003

∴ ϕ =0.9 0.0075 > 0.005 Ok

Design of shear:

Wa= 0.5

The total load on the panel being =(6.25*6.33*15.587=616.66KN

The load per rib at the face of long beam is

(0.5*616.66*.52/2*6.33)=12.66KN

Vud =Vu,face-Wu*bf*d=12.66-15.587*0.52*0.285=10.35KN

The maximum shear force at the distance d from the face of support,

Vu = 346 KN

Vc = √fc' /6 * bw * d

= √24/6 * 120 * 285 = 27.92 KN

ϕVc = 0.75 * 27.92= 20.94 KN

Case1: Vu ≤ (ϕVc)/2

10.35 < 20.94/2 =10.45 ∴ Case (1) is satisfied

∴no shear reinforcement is required

Use ϕ8/50cm for montage.

4.11 Design of Column(C 3):

Material:

Concrete B300	Fc' = 24Mpa
Reinforcement Steel	Fy = 420Mpa
Ø steel = 14 mm	Ø stirrup = 10 mm
Cover = 40 mm	

Load Calculation (From Column Group C 3):

Service Load:

Dead Load = 497.5 KN

Live Load = 132.3 KN

Factored Load:

Pu = 1.2 ×497.5 +1.6×132.3 = 808.68KN

Dimensions of Column:

Assume concentrically loaded short column

Assume $\rho g = 0.01$

$\phi * Pn = 0.65\times0.8\times Ag \{0.85 fc'(1-\rho g) + \rho g * Fy\}$

$808.68 \times10^3 = 0.65\times0.8\times Ag \{0.85*24 (1-0.01)+0.01*420\}$

$Ag= 637546.26mm^2$

Assume Rectangular Section

h = 250 mm

Select b = 400 mm

Classification of column section:

Check Slenderness Parameter:

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

Lu: Actual unsupported (Un-braced) 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 = $\sqrt{\frac{\text{I}}{\text{A}}} \approx 0.3$ h ……. For Rectangular Section

Lu = 3.56 m

M1/M2 =1

K=1 for columns in braced frame

- System about X-Axis

$$\frac{\text{K Lu}}{\text{Rx}} = \frac{1.0 \times 3.56}{0.3 \times 0.25} = 47.5$$

System is braced,

$$47.5 \leq 34 - 12(1) \leq 40 \ldots\ldots\ldots\ldots 47.5 > 22$$

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

- System about Y-Axis

$$\frac{\text{K L}}{\text{Ry}} = \frac{1.0 \times 3.56}{0.3 \times 0.40} = 29.7$$

System is braced,

$$29.7 \leq 34 - 12(1) \leq 40 \ldots\ldots\ldots\ldots 29.7 > 22$$

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

Bresler equation:

$$\frac{1}{\text{Pn}} = \frac{1}{\text{Pn}_x} + \frac{1}{\text{Pn}_y} + \frac{1}{\text{Po}}$$

$Pn_x = Pn$ 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):

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

$$h \text{ in the direction of } e_y = 250 \text{ mm}$$

$$\min e = 15 + 0.03\ \times 250 = 22.5 \text{ mm}$$

Magnification Factor (δ_{ns}):

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

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

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

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

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

$$E_c = 4750 \times \sqrt{fc'}$$

$$B_d = \frac{1.2 \times 497.5}{808.68} = 0.74$$

$$E * I = \frac{0.4 \times 4750 \times \sqrt{24} \times 0.40 \times \frac{0.25^3}{12}}{1 + 0.74} = 2.79 MN/m^2$$

$$Pcr = \frac{\pi^2 \times 2.79 * 1000}{(1 \times 3.56)^2} = 2172.7 \text{ KN}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1.0}{1 - \left(\frac{808.68}{0.75 \times 2172.7}\right)} = 1.35 \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

$e_y = \delta_{ns} \times \min e = 1.35 \times 22.5 = 30.37 \text{ mm}$

Interaction Diagram:

$e_y = 30.37 \text{ mm}$, $h = 250 \text{ mm}$

$\frac{e_y}{h} = \frac{30.37}{250} = 0.12$

$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{250 - 2 \times (40 + 10 + \frac{14}{2})}{250} = 0.544$

From Charts:

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

  $\frac{\emptyset \times Pn}{Ag} = \frac{Pu}{Ag}$, $\frac{0.80868}{0.25 \times 0.40} \times \frac{145}{1000} = 1.17 \text{ Ksi}$

  $\rho_g = \min \rho_g = 0.01$

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

  $\rho_g = \min \rho_g = 0.01$

  Select the reinforcement

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

$As_{req} = \rho \times Ag = 0.02 \times 40 \times 25 = 20 \text{ cm}^2$ → select **14∅ 14**

With $As_{prov} = 21.55 \text{ cm}^2$

Design of the Stirrups:

b = 40 cm, h = 25 cm

a) Lap splice at the foot of column:

Try 100% - lap splice (14 ∅ 14 with 14 ∅ 14)

$\rho = AS\ (28 * 1.54)/(25 * 40) = 4.3 < 8\ \%$ ... OK

Closely spaced stirrups: S smallest of

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

2- 16*db = 16*14 =224 mm ... $control$ → **Selected S = 20 cm**

3- The least dimention of the column = 250 mm

b) At end support and below:

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

Ldc = (0.24*420*14)/ (1*$\sqrt{24}$) = 288.1mm > 200 mm ... OK

→ b > Ldc → 40 cm > 28.81 cm

X= (40) + 2 – (32) = 10 cm

X > 0.5 h → 10 cm > (0.5*25) = 12.5 cm ... not OK

X< 2 h column →10 cm < 50 cm ... OK → **Selected X = 40 cm**

e = 8 cm → control, #NO of Stirrups = 40/8 +1 = 6 →

Selected 6 ∅10/8 cm

c) along lap splice or above:

Fy = 420Mpa, Fc = 24Mpa.

Lsc = 0.071 *420*14 = 417.48mm > 300 mm

Selected Lsc = 100 cm with e = 10 cm → **Selected 10 ∅10/10 cm**

4.12 Design of Foundation (F 20):-

Material:

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

Cover = 75 mm

Load Calculations:

Dead Load = 497.5 KN "included own weight"

Live Load = 132.5 KN

Total services load = 497.5 + 132.5 = 630 KN

Total Factored load = 1.2*497.5 + 1.6*132.5 = 809 KN

Column Dimensions (a * b) = 25 * 40 cm

Soil density = 18 KN/m^3

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

Assume h = 40 cm

$q_{\text{all-net}} = 350 - (25 \times 0.4) - (18 \times 0.5) = 349 \ \text{KN/m}^2$

Area of Footing:

$$A = \frac{P_{\text{total service}}}{q_{\text{all-net}}} = \frac{630}{349} = 1.81 \ \text{m}^2$$

Assume Square Footing

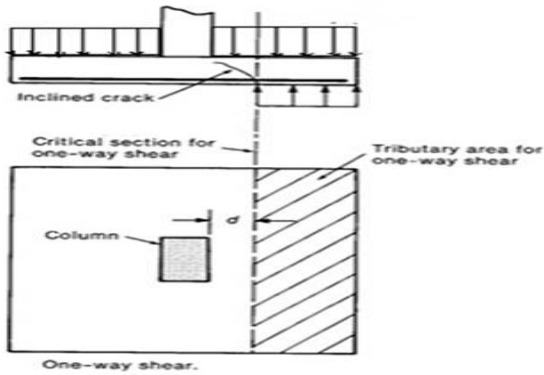
B required = 1.35 m

→ Select b = 1.35 m

→ Bearing Pressure:

$$q_u = \frac{P_{\text{total factored}}}{A} = \frac{809}{1.35 * 1.35}$$

$$= 443.896 \ KN/m^2$$



Design of Footing:

→ **Design footing for one way shear**

Critical Section at distance (d) from face of column

Assume h = 40 cm, bar diameter Ø 14 for main reinforcement and 7.5 cm Cover.

d = 400 – 75 – 14 = 311 mm

$$V_u = q_u \times \left(\frac{B - a}{2} - d\right) \times L$$

$$= 443.896 \times \left(\frac{1.35 - 0.25}{2} - 0.311\right) \times 1.35$$

$$= 143.22 \ \text{kN}$$

$$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_{c'}} \times b \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1350 \times 311$$

$$= 257.1 \ \text{kN}$$

$\rightarrow \emptyset V_C = 257.1 \ \text{KN} > V_u = 143.22 \ \text{KN} \ \rightarrow$ Safe

→ **Design Footing for two way shear:**

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

$FR_b = q_u \times$ area of critical section

$V_u = 809 - 443.896 \times [(0.25 + 0.311)(0.4 + 0.311)]$

$= 631.9$ kN

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

$\rightarrow \beta_c = \frac{\text{column Length (a)}}{\text{column width (b)}} = \frac{40}{25} = 1.6$

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

$= 2 \times (0.25 + 0.311) + 2 \times (0.4 + 0.311) = 2.5$m

$\rightarrow \alpha_s = 40$ for interior column

Substituting values in equations:

$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d = 1071.3$ KN

$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{\frac{b_\circ}{d}} + 2\right) \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d = 1185.1$ KN

$\emptyset V_C = \emptyset \times \frac{1}{3} \times \sqrt{f_{c'}} \times b_\circ \times d = 952.2$ KN ….. Control

$\rightarrow$ $\emptyset Vc = 952.2 >$ $= 631.9$ KN …… OK

Design of Bending Moment LONG DIR:

select Ø14

d = 400 – 75 – 14/2 = 318 mm

$M_u = 443.896 \times \left(\frac{1.35}{2}\right) \times \left(\frac{1.35 - 0.25}{2}\right)^2 = 90.64$ kN. m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{90.64 \times 10^6}{0.9 \times 1350 \times 318^2} = 0.74$ MPa

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

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

$$= \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.74}{420}}\right) = 0.0018$$

$A_{S,req} = \rho \times b \times d = 0.0018 \times 1350 \times 318 = 772.7\ mm^2$

$A_{Smin} = 0.0018 \times 1350 \times 400 = 972\ mm^2$

$A_{S,req} = 772.7\ mm^2 < A_{Smin} = 972\ mm^2$ – OK

$\rightarrow$ **Take 7 Ø 14 with $A_{s,prov} = 1077.6\ mm^2 > A_{S,req}$**

$= 972\ mm^2$

Check maximum step (S) is the smallest of:

$3h = 3 \times 400 = 1200$ mm

450 mm – control

S = 1350 – 75*2 – 7*14 / 6 = 1183.7 mm > 450 mm – OK

Design of Bending Moment SHORT DIR:

select Ø14

d = 400 – 75 – 14 - 14/2 = 304 mm

$$M_u = 443.896 \times \left(\frac{1.35}{2}\right) \times \left(\frac{1.35 - 0.40}{2}\right)^2 = 67.6\ kN.m$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{67.6 \times 10^6}{0.9 \times 1350 \times 304^2} = 0.602\ MPa$$

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

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

$$= \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 0.602}{420}}\right) = 0.0015$$

$A_{S,req} = \rho \times b \times d = 0.0015 \times 1350 \times 304 = 615.6\ mm^2$

$A_{Smin} = 0.0018 \times 1350 \times 400 = 972\ mm^2$

$A_{S,req} = 615.6\ mm^2 < A_{Smin} = 972\ mm^2$ – OK

→ **Take 7 ∅ 14 with $A_{s,prov} = 1077.6\ mm^2 > A_{S,req}$**

$= 972\ mm^2$

Check maximum step (S) is the smallest of:

$3h = 3 \times 400 = 1200$ mm

450 mm – control

S = 2150 – 75*2 – 7*14 / 6 =1183.7 mm > 450 mm – OK

Development length of steel reinforcement in footing:

Tension development length in footing:

$LdT\ req$ = (9/10) ∗ (Fy /$\lambda\sqrt{fc}$) ∗ ((1 / ((ktr+cb)/ db))) ∗ $db \geq$ 300mm

Ktr = 0, ψe = 1, ψs = 0.8, ψt = 1, fc = 24 Mpa, fy = 420 Mpa, db = 14 mm

cb **Smallest of:**

Cover + D bar /2 = 75 + 14/ 2 = 82 mm

a_1 / 2

a_1 = (S + D bar) = (1183.7 + 14) = 1197.7 mm

1197.7/2 = 598.85 mm…. $is\ control$

((ktr+cb)/ db)) = (82+0)/14 = 5.86 > 2.5 …..**Selected 2.5**

LdT x&y req = 432.1 mm > 300 mm ……..OK

LdT ava. x = ((135-25) /2)-7.5 = 47.5 cm > 43.21 cm …… OK

LdT ava. y = ((135-40) /2)-7.5 = 40 cm > 43.21 cm …… not OK

select LdT ava. Y=43.21cm.

Minimum bend diameter for ∅14

→ D=6db = 6*14=84 mm

a = 12*db+0.5D+db= 12*14+0.5*84+14

= 22.4 cm ……**Take a = 35 cm**

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

Ldc req= 0.24 *fy *db / 1*4.9 = 288 mm > 0.043*fy*db = 252.8 mm > 200 mm..OK

Ldc ava.= h-cover – db footing = 400-75-2*14= 297mm > 288 mm = Ldc req…OK

lap splice of dowels in column in compression:

Lsc = 0.071 *420*14 = 417.5 mm > 300 mm

Selected Lsc= 60 cm , Ldc=30cm , a >= column size = 40 cm=a

4.13 Design of Shear wall (SH.W 2):-

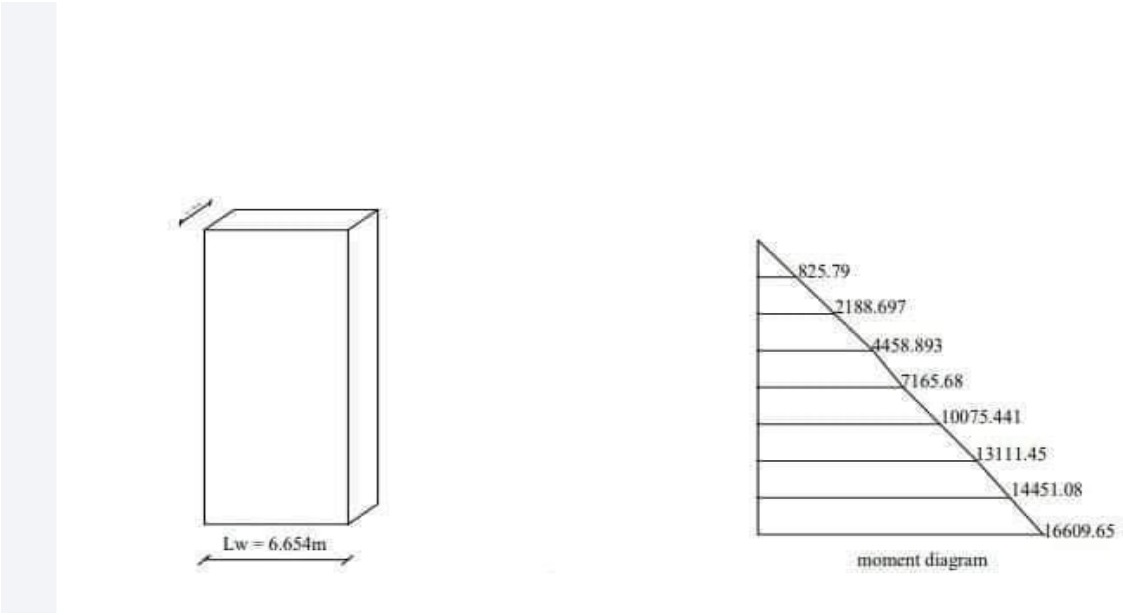


Fig4. 10: Shear and Moment Diagrams of Shear Wall (SH.W 2)

Fc = 24MPa

Fy = 420MPa

t=30 cm shear wall thickness

Lw = 6.654 m shear wall width

Hw for wall = 3.32 m story height

∑Fx =Vu max = 2017.65 KN.

Lw\2= 6.654\2 =3.327m

(16609.65-14451)\3.32 = (Mu-14451.08)\(3.74-3.327)

Mu =14689.44 Kn\m

The critical Section is the smaller of:

d=0.8*665.4= 532.32cm …….. control

or

d=0.8*29.92=2393.6 cm

Design as rectangular section:

Lw =6.654 m

B=300 mm

4-13-1 Design of shear (Horizontal and Vertical Reinforcement)

Vu max $= 2017.655$KN

V_c is the smallest of :

$$1-\ V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 300 * 5323.2 = 1303.912\ \text{KN} \quad \ldots\ldots..$$

Control

$$2-\ V_c = (1\backslash 4)\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = (1\backslash 4)\sqrt{24} * 300 * 532.32 + 0$$

$$= 1955.86\text{KN}$$

$$3-\ V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'}+0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}}\right]hd = 1518.237\ \text{KN}$$

Design of horizontal reinforcement:

ØVc + Ø Vs = Vu

Vs = (Vu \ Ø) – Vc

Vs = (2017.655\0.75)-1303.912 = 1386.294 KN.

Avh\Sh= Vs\(fy*d)

Avh\Sh = 0.62

Min (Avh\Sh) =0.75 ……control

Select Ø 10 in each side for each story

Avh = (2*3.14*10*10)\4 = 157 mm^2

157\Sh=0.75

Sh =209.33mm

Select Sh=150 mm.

Sh ≤ Smax= Lw\5= 1330.8 mm

Sh ≤ 3h=3*300=900 mm

Sh≤ 450mm

Use Ø 10 @ 15 cm in each side for each story

Design of Vertical reinforcement:

Avv\Sv=((0.0025+0.5(2.5*(29.92\6.654)*((157\((300*200)-0.0025)))*300

Avv\Sv = 0.793

Select Ø 12 in each side for each story

Avv= 226.08 mm^2

226.08\Sv=0.793

Sv= 285.094

Select Sv =150mm

Sv ≤ Smax= Lw\3= 2218 mm

Sv ≤ 3h=3*300=900mm

Sv≤ 450mm

Use Ø 12 @ 15 cm in each side

4.14 Design of Basement Wall:-

Material:

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

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

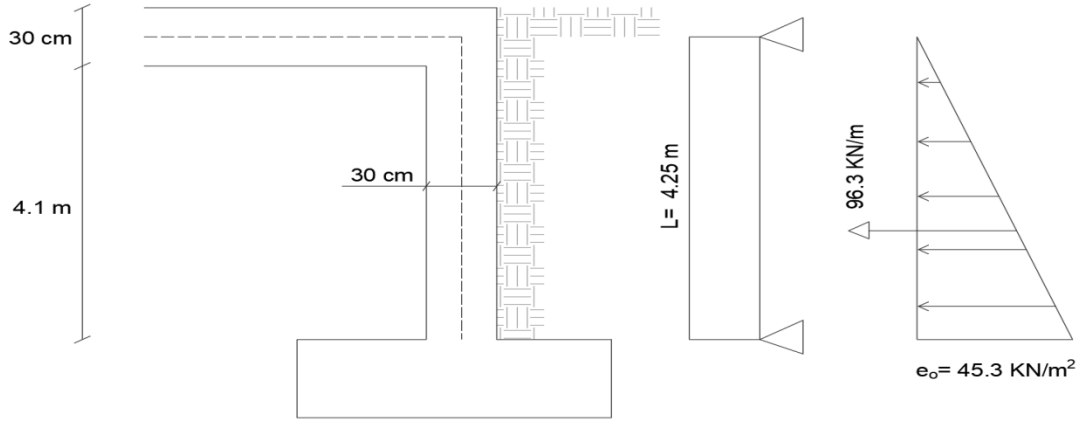
$\gamma_{soil} = 25\ KN/m^3$, $\emptyset_{soil} = 35.0^o$

Cover = 3cm , Wall Hight = 4.10 m

4.14.1. System and loads:

$k_o = 1 - \sin \emptyset = 1 - \sin 35 = 0.426$

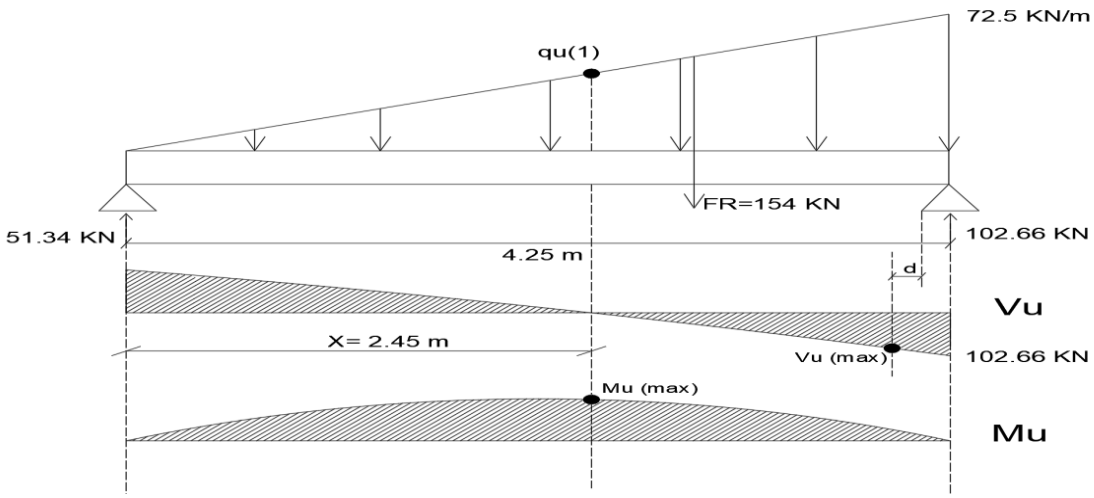
$e_o = k_o \times \gamma \times h = 0.426 \times 25 \times 4.25 = 45.3 \text{ KN/m}^2$



$E_o = e_o \times \frac{h}{2} = 45.3 \times \frac{4.25}{2} = 96.27 \text{ KN/m}$

For (1m) strip

Factored loads $(qu) = 1.6 \times E = 1.6 \times (45.3) = 72.48 \text{ KN/m}$



$\Sigma\, M_{RA} = 0$

$$+\left(\frac{qu \times L}{2} \times \frac{2}{3} \times L\right) - \frac{By}{L} = 0$$

$$\rightarrow +\left(\frac{72.5 \times 4.25}{2} \times \frac{2}{3} \times 4.25\right) - By/4.25 = 0$$

$By = 102.66.25$ KN $\quad \rightarrow \quad Ay = 51.34$ KN

4.14.2. Design of Shear Force:

Assume (h) of the wall $= 30$ cm $\quad \rightarrow$ assume $\emptyset\mathbf{20}$ Steel

Effective d:

$d = 300 - 30 - 20 = 250$ mm

Maximum shear value (Vu) at distance d from the face of support

$Vu_{max} = By - (d \times qu) = 102.66 - (0.25 \times 72.5) = 84.53$ kN

$$\emptyset \times Vc = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 250 = 153.09 \text{ kN} > Vu$$
$$= 84.53 \text{ kN}$$

$\therefore$ h $= 30$ cm ; is Ok

4.14.3. Design of Bending Moment:

$\mathrm{Mu_{max}}$ at $\mathrm{Vu} = 0$

$$\mathrm{Vu} = 0 \rightarrow \mathrm{Ay} - \mathrm{q_{u(1)}} \times \frac{\mathrm{x}}{2} = 0$$

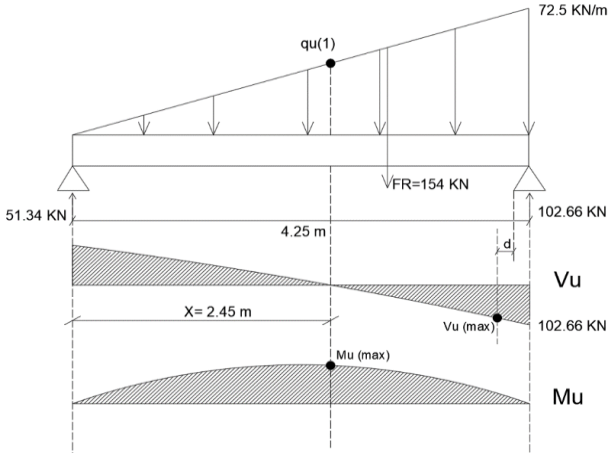
$$\mathrm{q_{u(1)}} = \frac{72.5}{4.25} \times \mathrm{x}$$

$$51.34 - \frac{72.5}{2 \times 4.25} \times \mathrm{x}^2 = 0$$

$$8.53\,\mathrm{x}^2 - 51.34 = 0$$

$$\rightarrow \mathbf{x = 2.45\ m}$$

$$\mathrm{q_{u(1)}} = \frac{72.5}{4.25} \times 2.45 = 41.8\ \mathrm{KN/m}$$



$\rightarrow$ Section at $(\mathrm{x}) = 2.45$ m

$$\mathrm{Mu_{max}} = 51.34 \times 2.45 - 41.8 \times 2.45 \times 0.5 \times \frac{1}{3} \times 2.45$$
$$= 83.97\ \mathrm{KN.m}$$

4.14.4. Design of Flexure:

$$\mathrm{m} = \frac{\mathrm{Fy}}{0.85 \times \mathrm{F_{C'}}} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\mathrm{Mn} = \frac{\mathrm{Mu}}{\emptyset} = \frac{83.97}{0.9} = 93.3\ \mathrm{KN.m}$$

$$\mathrm{Kn} = \frac{\mathrm{Mn}}{\mathrm{b} \times \mathrm{d}^2} = \frac{93.3 \times 10^6}{1000 \times 250^2} = 1.49\ \mathrm{MPa}$$

$$\rho_{\mathrm{req}} = \frac{1}{\mathrm{m}} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times \mathrm{Kn} \times \mathrm{m}}{\mathrm{Fy}}}\right)\right) = \frac{1}{20.58} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times 1.49 \times 20.58}{420}}\right)\right) = 3.7 \times 10^{-3}$$

$As_{req} = \rho_{req} \times b \times d = 0.0037 \times 100 \times 25 = 9.23\ cm^2$

$-$*Check for As min*:

$As_{min} = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 100 \times 30 = 3.6\ cm^2$

$As_{req} = 9.23\ cm^2 > As_{min} = 3.6\ cm^2$

$\therefore$ Select 5Ø16/m , with As $= 10.05\ cm^2$ $\rightarrow$ (**tension face**)

$\rightarrow$ **Ø16/20cm**

$-$ *Desgin of compression face* :

$As = As_{min} = 0.0012 \times b \times h = 0.0012 \times 100 \times 30 = 3.6\ cm^2$

$\therefore$ Select 5Ø10/m , with As $= 3.95\ cm^2$
$\rightarrow$ (**Compression face**)

$\rightarrow$ **Ø10/20 cm**

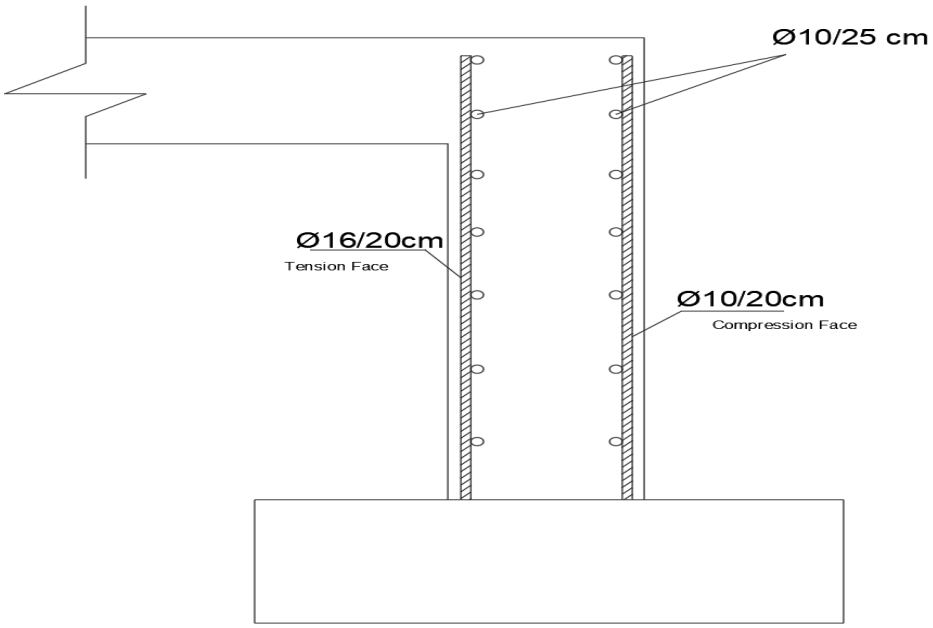
$-$ *Desgin of Horizontal Reinforcement* :

$As = As_{min}$

According to ACI: As_{min} for two layers $= 0.002 \times b \times h$

For one layer; $As_{min} = 0.001 \times 100 \times 30 = 3\ cm^2/m$

$\therefore$ Select Ø10/25 cm



4.15 Design of Stairs:-

Determination of Slab thickness:

L=7.47 h= (7.47/20) =37.4cm

h= (7.37/28) =26.6 cm

Take h = (37.4+26.6)/2= 32 cm

Use h= 32 cm and limitation of deflection will considered.

Load calculation:

Dead load (Total for flight) =14.015 KN/m Dead load (Total for landing) =9.76 KN/m

Live load for stairs =5 KN/ m2

Total factored Load: Wu =1.2*DL + 1.6*LL for flight W=1.2*14.015 + 1.6*5 =24.82 KN/m

For landing 1 W=1.2*9.76+1.6*5=19.712 KN/m

Design of flight:

Mu = 123 KN .m (from hand solution)

Mn req = Mu / 0.9 = 123 / 0.9 136.6KN.m

Assume Ø 14 for main Reinforcement:- d=320-20-14/2=293 mm

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mn}}{\text{bd}^2} = 136.6 * \frac{10^6}{1000 * 293^2} = 1.59\text{Mpa}$$

$$\text{m} = \frac{\text{Fy}}{0.85 \times \text{F}_{C'}} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{1}{\text{m}} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times \text{Kn} \times \text{m}}{\text{Fy}}}\right)\right) = \frac{1}{19.76} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times 1.59 \times 19.76}{420}}\right)\right) = 0.00393$$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.00393*1000*293 = 1151.5$ mm^2.

As_{min}= 0.0018* b_w *d = 0.0018*1000*293 = 576 mm^2.

→$As_{min} = 576\text{mm}^2 < As_{req} = 1151.1$ mm^2.

∴ As = 1151.1 mm^2/m

0f Φ14= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{1151.1}{154}$ =7.47 → # of bars = 8 bars /m

∴ Use 8Φ14@125 mm

S is small of

3h=3*320=460mm

450mm

≤ 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 * ($\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}$)

300 –control 25 <300 ok

Use Φ 14 @ 25 cm

As (For Shrinkage &Temperature Reinforcement) =

.0018*1000*293=576 mm^2 take 4 Φ14/m or Φ 14 @ 25 cm

S =5h=5*320=1600mm

=450mm -control 250< 450 ok

Design of landing:

Mu =40Kn.m

Mn=40/0.9=44Kn.m

Assume Ø 14 for main Reinforcement

d=320-20-14-14/2=286 mm

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = 44 * \frac{10^6}{1000 * 286^2} = 0.53Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 \times F_{C'}} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times Kn \times m}{Fy}}\right)\right) = \frac{1}{19.76} \times \left(1 - \left(\sqrt{1 - \frac{2 \times 0.53 \times 19.76}{420}}\right)\right) = 0.0013$$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.0013*1000*286 = 371.8\ mm^2$.

As_{min}= 0.0018* b_w *d = 0.0018*1000*293 = 576 mm^2.

→$As_{min} = 576mm^2 > As_{req} = 371.8\ mm^2$.

∴ As = 576 mm^2/ m

0f Φ14= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{576}{154}$ =3.74 → # of bars =4 bars/m.

∴ **Use 4Φ14@250 mm**

Design of shear:

Assume bar Φ14 for main reinf

d=320-20-14/2=293mm

beam width=30cm

Vu=61-(9.856*(0.15+0.293)) =56.6 Kn

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{25}}{6} * 1000 * 0.293 * 10^3 = 183$$

$$V_u \leq \frac{\phi V_c}{2} \quad \text{ok}$$

الفصـل الخامس

النتائـج والتوصيات

5

المحتويات:

5-1 المقدمة.

5-2 النتائج.

5-3 التوصيات.

5-1 المقدمة:-

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقر الى الكثير من الأمور , بعد دراسة جميع المتطلبات تم دراسة وتعديل المخططات المعمارية واعداد المخططات الانشائية للفندق في مدينة بيت لحم , وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء , ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى .

5-2 : 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 وتاثيرالقوى 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 المنشا كما وتم استعمال عقدات Flat (slab) في الطوابق الاكثر قدرة على مقاومة الاحمال الديناميكية الناتجه عن حركة السيارت .
5. برامج الحاسوب المستخدمة :

أ- Autocad 2016: وذلك لعمل الرسومات التفصيلية للعناصر الانشائية.

ب- Atir: 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 تصميم العناصر الانشائية التفصيلية للفندق.

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.

قائمة المصادر والمراجع :

1- د.محمد عبدالله ,كتاب الإنشاء المعماري ,عدد الصفحات 123.

2- (شهد حماد ,هديل محمد ,أحمد أبو مقدم ,محمد السويطي),التصميم الإنشائي المقترح لكلية الطب في جامعة الخليل ,جامعة بوليتكنك فلسطين , فلسطين , 2019.

3- (رائد العملة ,محمد الحروب ,عرفات الزهور),التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة الخليل ,جامعة بوليتكنك فلسطين , فلسطين , 2012.

4- (عبد المجيد أبو غياظة ,محمود ذباينة),مقارنة بين الأساسات السطحية والأساسات العميقة لمبنى متعدد الأدوار ,جامعة بوليتكنك فلسطين , فلسطين , 2014.

4-5 الملحقات:-

Appendix A:

Architectural Drawings

Appendix B:

Structural Drawings

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 and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For lightweight concrete having equilibrium density, w_c, in the range of 1440 to 1840 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.0003w_c)$ 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 Beams or One-Way Slabs

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