الفصل الأول – المقدمة

1- 1 المقدمة .

1-2 أهداف المشروع .

1-3 مشكلة المشروع .

1- 4 حدود مشكلة المشروع .

1-5 المسلمات .

1- 6فصول المشروع .

1-7 إجراءات المشروع .

1-8 المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع .

(1-1) المقدمة:-

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة , وأكثرها لزوما على مر العصور , ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة إلى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية, حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة , كذلك المباني الحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة, كمجالس الوزراء ومجالس النواب وغيرها, كذلك ظهرت المستشفيات والمدارس والمكتبات والمنشات الرياضية المتنوعة, هذا كله بالإضافة إلى المباني والمجتمعات التجارية والسكنية.

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

المهندس هو من يصمم وينشأ 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.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى مركز دراسات و ابحاث الطاقة المتجددة .

(2-1) أهداف المشروع :-

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

1) القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة 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 و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمبنى مركز ابحاث الطاقة المتجددة .تم اعتمادها لتكون ميدانا لهذا البحث , وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ . بتحديد الأحمال الواقعة عليه , ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها , مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ , وتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها , لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

(4-1) حدود مشكلة المشروع :-

يتناول العمل لهذا المشروع كلا من الناحيتين الإنشائية والمعمارية ، حيث تم ذلك خلال الفصل الثاني (2016) والفصل الصيفي (2016) من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني ومشروع التخرج في الفصل الصيفي .

(5-1) المسلمات :-

هذا وسوف يتم:

1) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11M) .
2) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir),(Safe),(Robot),(Etabs) وغيرها .

(6-1) فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على **خمسة** فصول وهي :-

الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.

الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس : النتائج و التوصيات .

(7-1) إجراءات المشروع :-

1) **إعداد** المخططات المعمارية كاملة و التأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف **المشروع** وخدماته.
2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة **مبنى مركز ابحاث الطاقة المتجددة** 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 المتكاملوالقابل للتنفيذ.

(8-1) المخطط الزمني لمراحل عمل المشروع :-

يبين الجدول الملحق رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة خلال الفصل الدراسي الثاني والفصل الصيفي من العام الاكاديمي 2015/ 2016:

المرحلة الزمن المقترح (اسبوعيا)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
اختيار المشروع																								
دراسة الموقع																								
جمع المعلومات حول المشروع																								
دراسة المبنى معماريا																								
دراسة المبنى الانشائيا																								
اعداد مقدمة المشروع																								
عرض مقدمة المشروع																								
التحليل الانشائي																								
التصميم الانشائي																								
اعداد مخططات المشروع																								
كتابة المشروع																								
عرض المشروع																								

الجدول (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــــــــــة بوليتكنك فلسطيـــــــــــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

التصميم الإنشائي لـــ " مبنى مركز دراسات و أبحاث الطاقة المتجددة " المقترح إنشاؤه في

بني نعيم – الخليـــل

فريق العمل

محمد نصار وجد زماعرة لؤي الرجوب

بيان ملحم منار أبو ريان

إشراف :

م. خليل كرامة

آب – سـنـة 2016 م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لـــ " مبنى مركز دراسات و أبحاث الطاقة المتجددة " المقترح إنشاؤه في

بني نعيم – الخليـــل

فريق العمل

محمد نصار وجد زماعرة لؤي الرجوب

بيان ملحم منار أبو ريان

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع مشرف المشروع توقيع رئيس الدائرة

م. خليل كرامة م.فيضي شبانة

توقيع اللجنة الممتحنة

آب – سـنـة 2016 م

الاهداء

بكل فخر واعتزاز أهدي باكورة أعمالي هذه .....

الى من روى الأرض بعرقه ودمعه ودمه ليروي بنيه علما .....

والدي العزيز

الى من عانت وقدمت الرخيص والنفيس ... الى رمز العطاء .....

أمي الحبيبة

الى الأعزاء على قلبي ..... أخوتي .

الى زملائي بكل مراحل الدراسة .

الى أمهات الشهداء والجرحى والأسرى .

الى وطني الغالي فلسطين .

الى كل من أحبنا واحببناه .

فريق العمل

بسم الله الرحمن الرحيم

قال تعالى : (اللَّهُ وَلِيُّ الَّذِينَ آمَنُوا يُخْرِجُهُم مِّنَ الظُّلُمَاتِ إِلَى النُّور)

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذه بالجامعة ونخص بالذكر الأستاذ (خليل كرامة) والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق .

إلى زملائي المخلصين ، الذين ما توانوا عن تقديم ولو قليل المساعدة .

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم .

كما ونتقدم بخالص الشكر إلى كل من ساهم في إتمام هذا البحث ، بدأ بالمؤسسة التعليمية وعلى رأسها رابطة الجامعيين مروراً بالكادر التعليمي ونخص بالذكر أساتذة قسم المباني وكل من ساهم في إنجاح هذا العمل.

فريق العمل

التصميم الإنشائي لـــ " مبنى مركز دراسات و أبحاث الطاقة المتجددة " المقترح إنشاؤه في

بني نعيـــم – الخليـــل

فريق العمل

محمد نصار　　وجد زماعرة　　لؤي الرجوب

بيان ملحم　　منار أبو ريان

جامعة بوليتكنك فلسطين

إشراف

م. خليـــل كرامة

ملخص المشروع

تدور فكرة هذا المشروع حول التصميم الإنشائي لمبنى مركز دراسات وأبحاث الطاقة المتجددة الذي يقع في مدينة بني نعيم في محافظة الخليل والذي تم اختياره بعد دراسة مجموعة من المشاريع المعمارية المتنوعة.يتألف المبنى من طابقين . الطابق الأرضي ويشمل مكتب للأمن وقاعة استقبال وفناء ومناطق جلوس خضراء مزينة بالنباتات و غرف تدريس ومخازن ومطابخ وكافيتيريا ومصلى للرجال وغرفة بوفيه بالإضافة إلى مجموعة من المختبرات وقاعة متعددة الاستخدامات ومركز عام للإدارة . الطابق الأول يشمل أيضا مختبرات متنوعة للطاقة المتجددة ومكتبة وغرف تدريس بالإضافة إلى مصلى للنساء ومكتب للأرشفة.

سيتم العمل على التصميم الانشائي للمبنى بالاستعانة بعدة برامج مختلفة مثل **ETABS , Office 2007 2013 , SAFE 12 , BEAMD** واعداد المخططات التنفيذية اللازمة بالاستعانة ببرنامج **AutoCAD 2015** وذلك حسب متطلبات :

* **ACI - 318 -11 Code** لتصميم العناصر الخرسانية.
* كود الأحمال والقوى الأردني لحساب الأحمال الحية.
* **U.B.C-97** لتحديد أحمال الزلازل والرياح .

The Structural Design of

" Renewable energy research and development facility "

Working team :

Mohammad Nassar **Wajd Zamma'ra** **Loay Al-rjoub**

Bayan Milhem **Manar Abu-rayyan**

Palestine Polytechnic University

Supervisor:

Eng: Khalil Karamah

Project Abstract

The idea of this project is the structural design of the Renewable energy research and development facility, which was selected after a study set of different architectural projects.

The facility consists of two floors. Ground floor includes security office , reception hall , seating areas decorated with green plants, teaching rooms, kitchens , cafeteria , prayer rooms, boiler room , set of laboratories and administration Centre. The first floor also includes laboratories for renewable energy, library, classrooms, prayer rooms and office for archiving.

The structural design will be done by using several programs such as: Office 2007, ETABS 2013, SAFE 12, BEAMD also Structural details will be completed by using : AutoCAD 2010 and according to the requirements of:

***ACI 318 – 11 Code for design of concrete elements.**

***Jordanian code to calculate the live loads.**

*** UBC 97 to calculate earthquake and wind loads.**

فهرس المحتويات

المحتويات	رقم الصفحة
صفحة العنوان	i
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	ii
الإهداء	iii
الشكر والتقدير	iv
ملخص المشروع باللغة العربية	V

vi	ملخص المشروع باللغة الانجليزية	
vii-xi	فهرس المحتويات	
xi	فهرس الجداول	
xii-xiii	فهرس الأشكال	
xiv	**List of abbreviations**	
1	المقدمة	الفصل الأول
2	مقدمة	1-1
3	أهداف المشروع	2-1
3	مشكلة المشروع	3-1
3	حدود مشكلة المشروع	4-1
3	المسلمات	5-1
4	فصول المشروع	6-1
4	إجراءات المشروع	7-1
5	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	8-1
6	الوصف المعماري	الفصل الثاني
7	مقدمة	1-2
8	لمحة عامة عن المشروع	2-2
8	موقع المشروع	3-2
9	أهمية المشروع	4-2
9	عناصر الحركة في المبنى	5-2
10	حركة الشمس والرياح	6-2
11	دراسة عناصر المشروع	7-2
11	وصف المساقط الأفقية	1-7-2
11	الطابق الأرضي	1-1-7-2

2-7-2	وصف الواجهات	12
1-2-7-2	الواجهة الشمالية	12
2-2-7-2	الواجهة الشرقية	13-12
3-2-7-2	الواجهة الغربية	13
4-2-7-2	الواجهة الجنوبية	14
8-2	وصف المقاطع	15
1-8-2	مقطع A-A	15
2-8-2	مقطع B- B	15
8-3	وصف الحركة	16
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي للمشروع	17
1-3	مقدمة	18
2-3	هدف التصميم الإنشائي	19-18
3-3	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	19
4-3	الاختبارات العملية	19
5-3	الأحمال	20
1-5-3	الأحمال الرئيسية	20
2-5-3	الأحمال الثانوية	21
1-1-5-3	الأحمال الميتة	21
2-1-5-3	الأحمال الحية	22
3-1-5-3	الأحمال البيئية	24-22
1-2-5-3	أحمال الانكماش والتمدد	25
6-3	العناصر الإنشائية	26
1-6-3	العقدات	27

27	العقدات المقرغة	1-1-6-3
27	العقدات المقرغة في اتجاه واحد	1-1-1-6-3
28	العقدات المصمته في اتجاهين	2-1-6-3
28	الجسور	2-6-3
29-28	الجسور الخرسانية العادية	1-2-6-3
30-29	الأعمدة	3-6-3
31-30	جدران القص	4-6-3
32-31	فواصل التمدد	5-6-3
33-32	الأساسات	6-6-3
34	الأدراج	7-6-3
34	برامج الحاسوب المستخدمة	7-3
34	Structural analysis and design	Chapter 4
35	Introduction	4.1
36	Factored loads	4.2
36	Slab thickness calculations	4.3
37	Load calculations	4.4
37	One way ribbed slab	4.4.1
38	Design of topping	4.5
40-39	Design of rib(21)	4.6
40	Design of flexure of rib(21)	4.6.1
42-40	Design of positive moment for rib(21)	4.6.1.1
43	Design of negative moment for rib(21)	4.6.1.2
45-44	Design of shear for rib(21)	4.6.2
47-46	Design of beam(100)	4.7
48	Design of flexure for beam(100)	4.7.1
48	Design of positive moment for beam(100)	4.7.1.1

51-50	**Design of negative moment for beam(100)**	**4.7.1.2**
54-52	**Design of shear for beam(100)**	**4.7.2**
55	**Design of Column (C25 – GROUP 5)**	**4.8**
55	**Load Calculation**	**4.8.1**
55	**Check for Slenderness**	**4.8.2**
56	**Design the column as concentrically loaded short column**	**4.8.3**
56	**Design of Ties**	**4.8.4**
57	**Design of isolated Footing under column (25) (60*60)**	**4.9**
57	**Required size of footing**	**4.9.1**
57	**One way shear**	**4.9.2**
58	**Two way shear (Punching shear)**	**4.9.3**
58	Design of flexure in both direction	**4.9.4**
60	**Design of Shear wall**	**4.10**
62-60	**Design of shear wall for shear & flexure No#3 (CW 1)**	**4.10.1**

63	النتائج والتوصيات	الفصل الخامس
64	النتائج	**1-5**
64	التوصيات	**2-5**
65	قائمة المصادر والمراجع	**3-5**
74-66	الملحقات	**4-5**

فهرس الجداول

رقم الصفحة	وصف الجدول	اسم الجدول
5	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	**1-1**
20	الكثافة النوعية للمواد المستعملة في البناء	**1-3**

2-3	أحمال الثلوج بناءا على ارتفاع البناء عن سطح البحر	22
4-1	Calculation of the total dead load for one way rib slab	37

فهرس الأشكال

اسم الشكل	وصف الشكل	رقم الصفحة
2-1	مخطط الموقع المقترح للمشروع	8
2-2	مقطع التفصيلة في الدرج	9
2-3	حركة الشمس والرياح	10
2-4	مخطط الطابق الارضي	11
2-5	الواجهة الشمالية	12

6-2	الواجهة الشرقية	13
7-2	الواجهة الغربية	13
8-2	الواجهة الجنوبية	14
3-1	انتقال الأحمال	19
2-3	تاثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	23
3-3	تاثير اتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	23
4-3	رسم توضيحي للعناصر الانشائية	25
5-3	العقدات المفرغة في اتجاه واحد	26
6-3	العقدات المصمته في اتجاهين	27
7-3	اشكال الجسور	28
8-3	انواع الاعمده المستخدمة	29
9-3	جدار القص	30
10-3	شكل الاساس المنفرد	32
11-3	مقطع طولي في الأساس	32
12-3	توزيع الحديد في الأساس	32
13-3	مقطع توضيحي في الدرج	33
4-1	**Ground floor slab**	36
4-2	**One way rib slab**	37
4-3	**Rib(21) geometry**	39
4-4	**Loading of rib(21)**	39
4-5	**Moment and Shear envelope of rib(21)**	40
4-6	**Beam(100) geometry**	46
4-7	**Loading of beam(100)**	47
4-8	**Moment and Shear envelope for beam(100)**	47

List of abbreviation:

D_L: Dead load.

L_L: live load.

W_u: factored total load.

L_n: clear length of member.

δ: thickness of a layer.

γ: unit weight of material.

M_n: nominal moment.

M_u: factored moment at section.

f'_c: Compression strength of concrete.

f_y: specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

ρ: ratio of steel area.

ε_s: strain of tension steel.

Ø: strength reduction factor.

V_n: nominal shear strength.

V_u: factored shear force at section.

V_c: nominal shear strength provided by concrete.

V_s: nominal shear strength provided by shear reinforcement.

A_s: area of steel.

A_v: area of shear reinforcement.

b: width of compression face of member.

b_w: web width.

d: distance from extreme compression fibers to centroid of tension reinforcement.

h: over all thickness of member.

P_n: nominal axial load.

P_u: factored axial load.

S: spacing between bars.

الفصل الثاني- الوصف المعماري للمشروع

2-1 مقدمة .

2-2 لمحة عن المشروع .

2-3 موقع المشروع .

2-4 أهمية الموقع .

2-5 عناصر الحركة في المبنى .

2-6 حركة الشمس والرياح .

2-7 دراسة عناصر المشروع .

2-7-1 وصف المساقط الأفقية .

2-7-2 وصف الواجهات .

2-8 وصف المقاطع .

8-3 وصف الحركة .

(2-1) مقدمة :-

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

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

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

وقد يبدو المبنى بسيطا 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 اعتمادا كليا على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى ، وإن كانت أحيانا تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

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

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

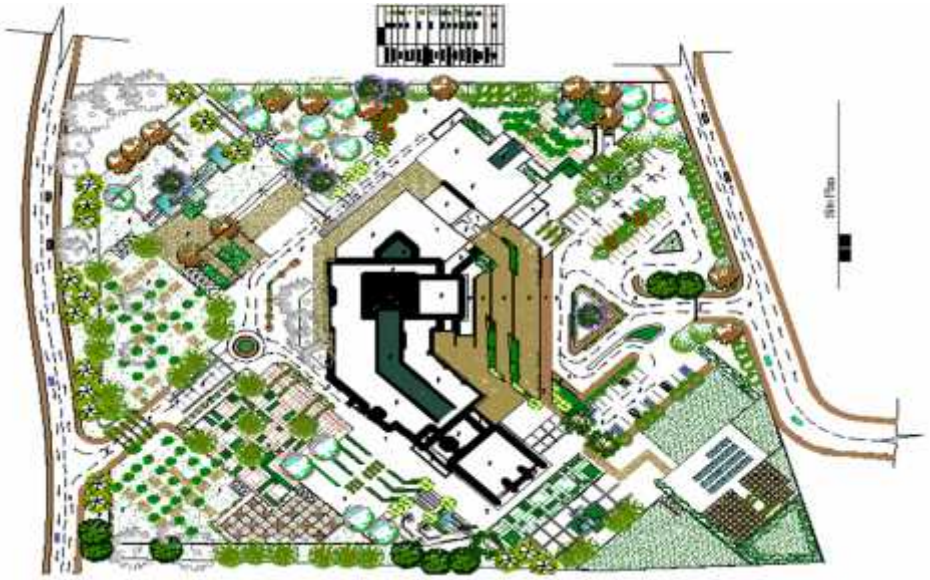
(2-2) لمحة عن المشروع :-

تلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى مركز دراسات و ابحاث الطاقة المتجددة في بلدة بني نعيم _ الخليل حيث يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة ، كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جدا ، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحتويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت .

(2-3) موقع المشروع : -

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

يقع هذا المشروع المقترح في بني نعيم بمدينة الخليل ويجب القول إن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاج إليه مع حاجة إلى بعض التطوير.



الشكل (2-1) مخطط الموقع المقترح للمشروع

(2-4) أهمية الموقع : -

تتمتع بلدة بني نعيم بموقع مميز بين مدن وبلدات فلسطين، على المستوى الجغرافي و الاقتصادي ووجـود هـذه المنشآت فيها يزيد من حيوية المنطقة . والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع تم مراعاتها و هي علـى النحـو الآتي:

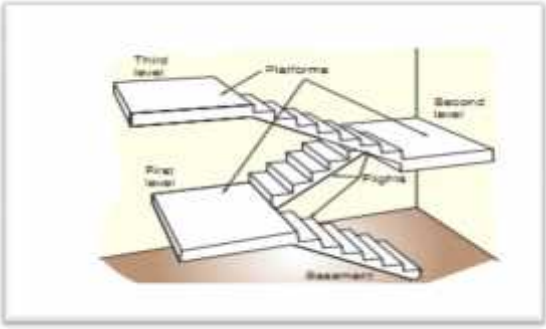
1) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع .
2) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع .
3) حيوية المنطقة .
4) سهولة الوصول إلى الموقع .
5) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع .

(2-5) عناصر الحركة في المبنى : -

يمكن أن تضم عناصر الحركة في المبنى إلى صياغة العناصر المعمارية لما لها من الأهمية في مثل هذه المشاريع نظرا لتنوعها والاهتمام بها، ولقد برز لدينا في هذا المشروع مجموعة من تلك العناصر أهمها :

1) **الأدراج :**

قد تم تزويد هذا المبنى بمجموعة من الأدراج تتوزع على مساحة هذا المبنى لكي يخدم كل منها كتلة من المبنى، وتتميز هذه الأدراج بموقعها المتوسط بين المساحات التي ستخدمها، إضافة إلى وقوعها بالقرب من أماكن الحركة الرئيسية للتنقل بين الأقسام المختلفة، أضف إلى ذلك أنها مرئية للجميع ولا تحتاج إلى الإرشاد حتى تستدل عليها.



الشكل(2-2) مقطع تفصيلي في درج.

2) **الممرات :**

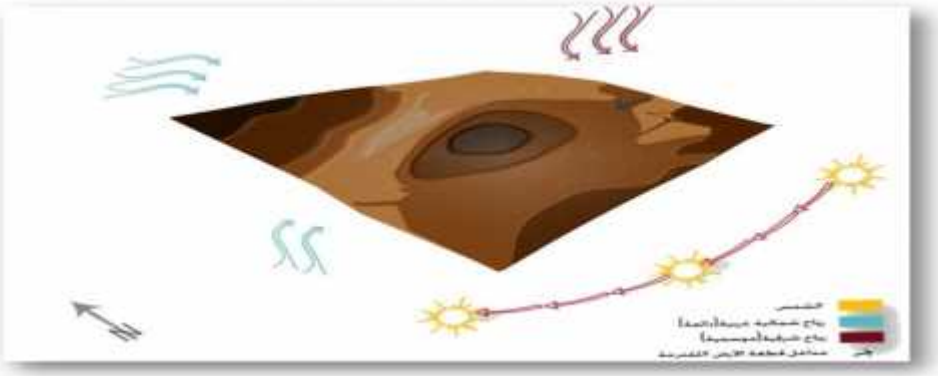
يتمتع المشروع بمساحات جيدة لأغراض الممرات بين الأقسام والغرف المختلفة , كما أن شكل المبنى يعطي فرصة جيدة لتوفر مثل هذه الممرات التي توفر الحركة الأفقية في المبنى وصولا إلى الأدراج والمصاعد .

(2-6) حركة الشمس والرياح :-

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

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

الشكل (2-3) ، يوضح تأثير هذه العوامل , تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى غروبها كما هو موضح بالشكل المجاور :-



الشكل(2-3) حركة الشمس والرياح

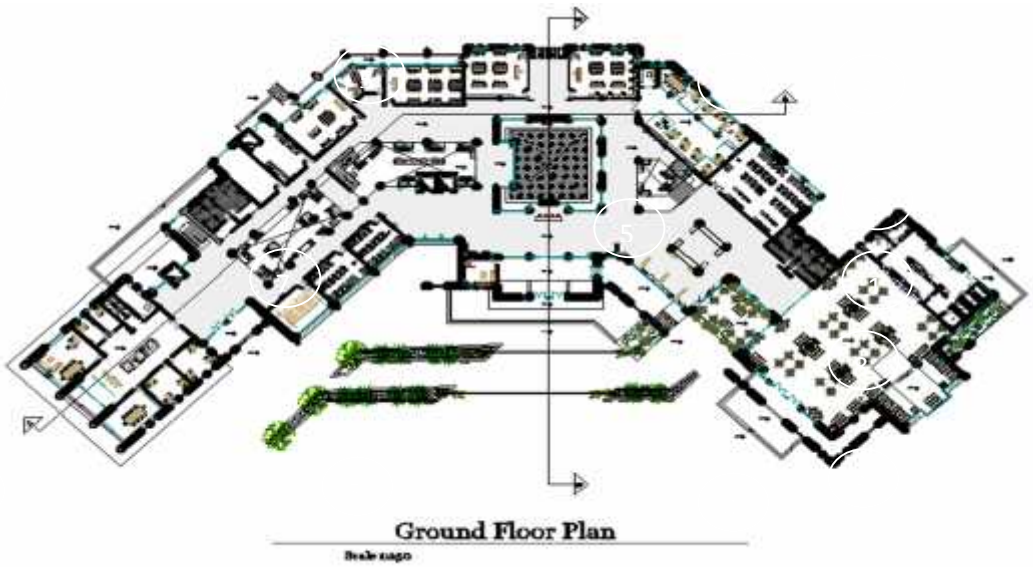
(2-7) دراسة عناصر المشروع :-

(2-7-1) المسـاقط الأفقية :-

يحتوي المشروع على طابقين ، متنوعين خدماتيا وسيتم عرض تشغيل الفراغات للطابق الأرضي من المشروع حيث أن الطابق الأول تتكرر فيه مناطق التشغيل نفسها وذلك لأن الطابقين لهما نفس غرض الإستخدام .

(2-7-1-1) الطابق الأرضي بمساحة " 5472 " متر مربع " :-

ويشمل مكتب للأمن وقاعة استقبال وفناء ومناطق جلوس خضراء مزينة بالنباتات وغرف تدريس ومخازن ومطابخ وكافيتيريا ومصلى للرجال وغرفة بوفيه بالإضافة إلى مجموعة من المختبرات وقاعة متعددة الاستخدامات ومركز عام للإدارة كما هو ظاهر بالشكل رقم (2-4) :-



شكل(2-4) :- مخطط الطابق الأرضي

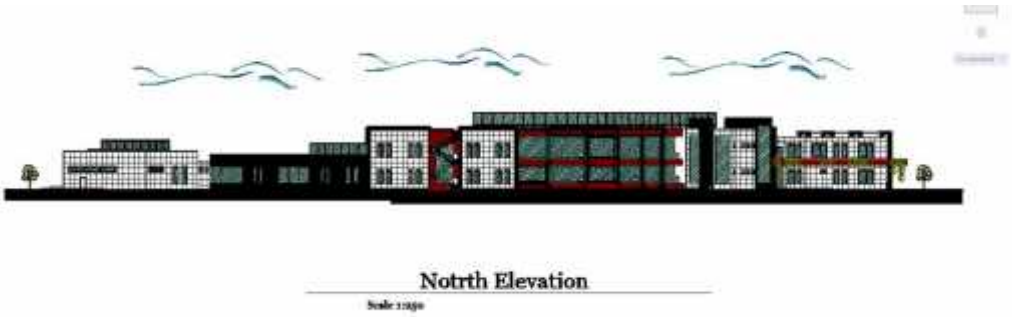
(2-7-2) وصف الواجهات :-

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

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

(2-7-2-1) **الواجهة** الشمالية :-

تعتبر هذه الواجهة الرئيسية للمشروع وهي تمتلك هذا الوصف لأنها تمتلك الإطلالة الكاملة للمبنى ومدخله الرئيسي، وتضم هذه الواجهة تصورا جيدا عن حجم المشروع للناظر كما أنها تبرز المدخل الرئيسي الذي يدفع المقبل على المبنى إلى التوجه إليه دون الحاجة إلى إشارة أو دليل كما هو موضح في شكل (2-5) .



شكل(2-5) :-الواجهة الشمالية

(2-7-2-2)**الواجهة الشرقية** :-

تتناظر هذه الواجهة مع الواجهة الشمالية من حيث تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع

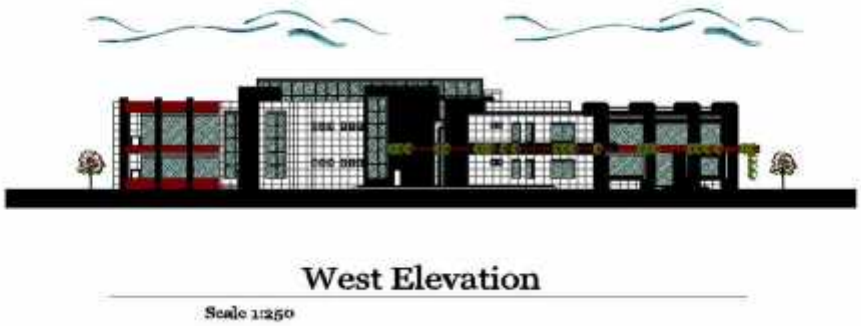
الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق وذلك في منطقة الأدراج مع الأخذ بعين الاعتبار أن هذه الواجهة تعتبر أيضا كواجهة رئيسية أخرى للمبنى حيث أن هناك للمبنى مدخلين من جهة الشمال والشرق .

واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرىكما هو موضح في شكل (2-6).

شكل(2-6) :-الواجهة الشرقية

(2-7-2-3)**الواجهة الغربية** :-

تتناظر هذه الواجهة مع الواجهة الجنوبية من حيث تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة، وتتضح عناصر الحركة الرأسية للمبنى في هذه الواجهة، وتم توزيع الفتحات الزجاجية بحيث يتم الاستفادة من الإضاءة الطبيعية بأكبر قدر ممكن، وتم استخدام أكثر من نوع من الحجر وتم توزيع الشبابيك كما هو في باقي الواجهات كما هو موضح في الشكل (2-7) أدناه .



شكل(2-7) :-الواجهة الغربية

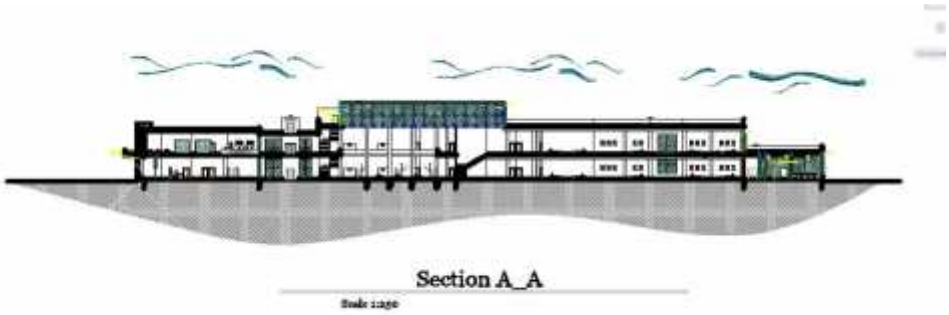
(2-7-2-4)الواجهة الجنوبية :-

تتناظر هذه الواجهة مع الواجهة الغربية من حيث تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة، وتتضح عناصر الحركة الرأسية للمبنى في هذه الواجهة، وتم توزيع الفتحات الزجاجية بحيث يتم الاستفادة من الإضاءة الطبيعية بأكبر قدر ممكن، وتم استخدام أكثر من نوع من الحجر وتم توزيع الشبابيك كما هو في باقي الواجهات كما هو موضح في الشكل (2-8) أدناه .

شكل(2-8) :-الواجهة الجنوبية .

(2-8) وصف المقاطع:-

(2-8-1) مقطع A-A:



شكل(2-8) :- مقطع A-A

(2-8-2) مقطع B-B :

شكل(2-8) :- مقطع B-B

(3-8) وصف الحركة :-

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة لرواد هذا المبنى، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى الساحات الخارجية والمقاعد في الساحات و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية , والموقع العام لهذه الكلية يبين سلاسة الحركة خارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه. أما بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في الطابقين بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج .

الفصل الثالث- الوصف الإنشائي للمشروع

3-1 مقدمة

3-2 هدف التصميم الإنشائي

3-3الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

3-4 الاختبارات العملية

3-5 الأحمال

3-6 العناصر الإنشائية

3-7 البرامج الحاسوبية المستخدمة

(3-1) مقدمة:-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماما للمشروع المراد إنشاؤه , فبعد الانتهاء من الفصل الثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي .

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت ، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها ، مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية، بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان . لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعة ، ولذلك فأن هذا يتطلب وصفا شاملا للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل .

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع .

(3-2) هدف التصميم الإنشائي :-

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

ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI 318-11) (American Concrete Institute) , ولتحديد أحمال الزلازل والرياح فسيتم استخدام (U.B.C-97) ، وإستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية .

وباستخدام مجموعة من البرامج الحاسوبية لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهايـــة علـــى مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة علية و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

1) عامل الأمان (Factor of Safety) : يتم تحقيقه عبر إختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها .
2) التكلفة (Cost) : يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستســتخدم مــن أجله.
3) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنــب أي هبــوط زائــد (Deflection) و تجنــب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلبا على المنظر المعماري المطلوب.
4) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

(3-3) الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:-

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

(3-4) الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، ويتم ذلــك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمــل فحوصــات التربة اللازمة عليها.

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة .

(3-5) الأحمال :-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصمم المنشأ ليتحملها، إن أي مبنى يتعرض لعدة أنـــواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلبا على التصميم الإنشائي للعناصـــر الإنشائية المختلفة ، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه .

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

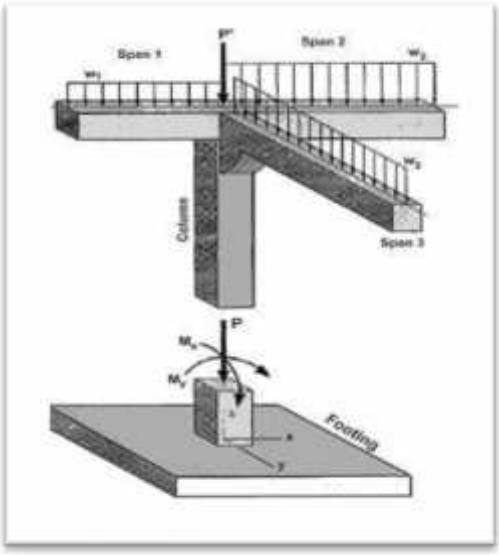
(3-5-1)الأحمال الرئيسية (Main Loads)، ومنها :-

1- الأحمال الميتة(Dead Loads –DL) .

2-الأحمال الحية(Live Loads –LL) .

وهي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان والأثاث المتنوع .

3-الأحمال البيئية.



الشكل رقم (3-1) انتقال الأحمال .

(3-5-2)الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :-

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس وقد تم أخذهن بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة بها سيرد لاحقا خلال هذا الفصل .

(3-5-1-1)الأحمال الميتة:-

هي الأحمال الناتجة دائما عن وزن العناصر الإنشائية (عن الجاذبية)، كالأوزان على مختلف أنواعها سواء الأوزان الذاتية للمنشأ، أو أوزان العناصر الثابتة فوقها ، وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى، أو القوى الجانبية الناتجة عن قوى خارجية كقوة دفع التربة للجدران الإستنادية مثلا ، ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية .

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح والجدران الخارجية ، وأعمال الأرضيات ، ومواد العزل ، والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، والقصارة والتمديدات الكهربائية والصحية والأتربة المحمولة . والجدول رقم (3-1) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني.

رقم البند	المادة(Material)	الكثافة النوعية. Weight (KN/m^3)
1	البلاط(Tile)	23
2	المونة الأسمنتية(Mortar)	22
3	الرمل(Sand)	17
4	الطوب الأسمنتي المفرغ(Hollow Block)	10
6	الخرسانة المسلحة(Reinforced Concrete)	25

7	القصارة (Plaster)	22

جدول (3-1): الكثافة النوعية للمواد المستعملة في البناء

(3- 5-1- 2)الأحمال الحية :-

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، أو استعمالات أي جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة ، وأحمال القصور الذاتي ، ويمكن تصنيفها كالتالي :-

1) الأحمال الديناميكية : مثلا الأجهزة التي ينشأعنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
2) الأحمال الساكنة : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر، كأثاث البيوت ، والقواطع ، والأجهزة الكهربائية ، والآلات الاستاتيكية غير المثبتة ، والمواد المخزنة .
3) أحمال الأشخاص : وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجودة ، مثلا في الملاعب والصالات والقاعات العامة .
4) أحمال التنفيذ : وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

(3- 5-1- 3)الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية ، وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة ، وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه ، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها ، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى . والعناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة ، والارتفاع للمبنى ، وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به ، وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

<u>وفيما يلي بيان كل حمل على حدا:-</u>

1) أحمال الثلوج:-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (3- 2)

(حسب كود الأحمال والقوى الأردني) :-

رقم البند	أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²)	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)
1	0	250>h
2	(h-250) /1000	500 > h > 250
3	(h-400) / 400	1500 > h > 500
4	(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

جدول (3-2): أحمال الثلوج بناءا على ارتفاع البناء عن سطح البحر

2) 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 و العديد من المتغيرات الأخرى . ولتحديد هذه الأحمال سوف يتم استخدام (U.B.C-97) وذلك وفق هذه المعادلة:

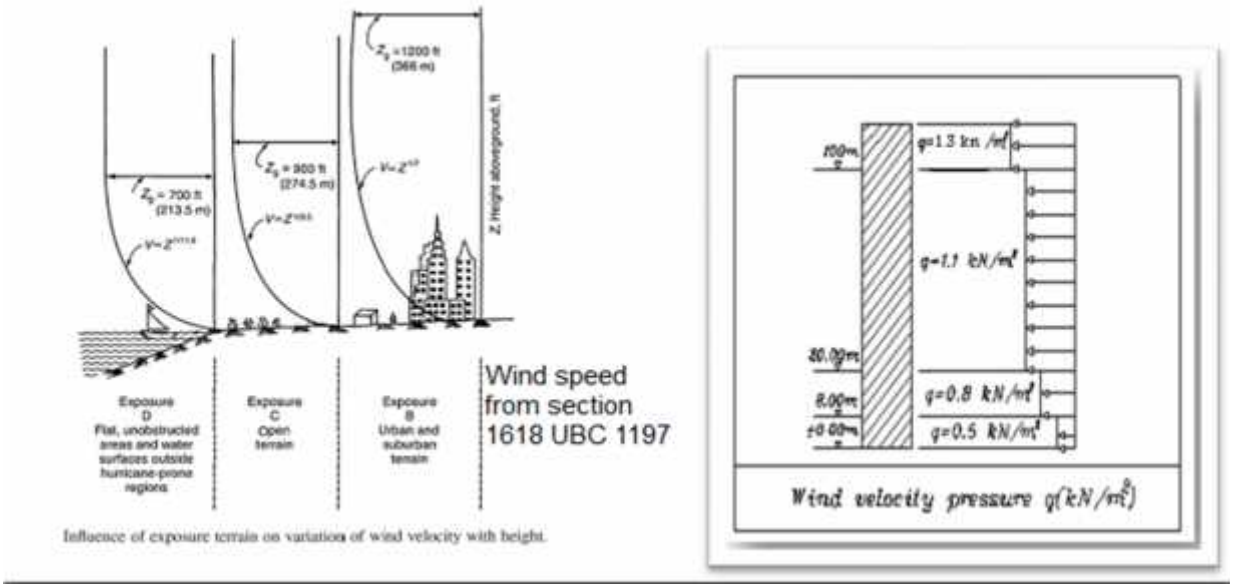
P=Ce*Cq*qs*Iw

Ce: Combined height.

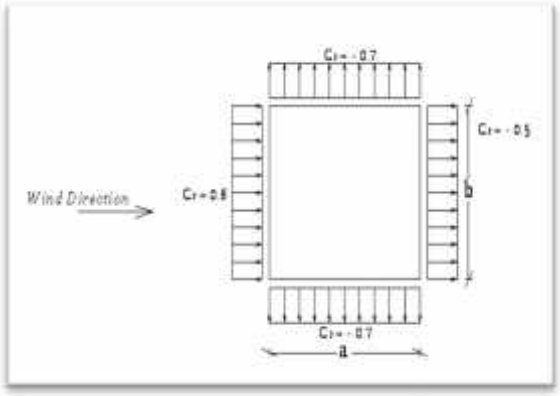
Cq: Pressure coefficient of structure.

Iw: Importance factor.

P: Design wind pressure.



الشكل (3-2) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى



الشكل (3-3) تأثير اتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

3) أحمال الزلازل :-

من اهم الاحمال البيئية التي تؤثر ع المبنى وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب ، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تقاوم بجدران القص الموجودة في المنشأ، وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل ، ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزاليا ، وتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص إعتمادا ورجوعا الى الكود المستخدم (UBC 1997) .

(3- 5-2-1)أحمال الانكماش والتمدد :-

وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خـــلال فصـــول السنة ، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع علـــى الكـــود المستخدم في التصميم .

وجدير بالذكر أننا قمنا باختيار أحمال للوحدات بناء على مواصفات الكود الأردني للأحمال والتي هي كالتالي :

$$\text{Live load} = 5\ \text{KN/m}^2 .$$

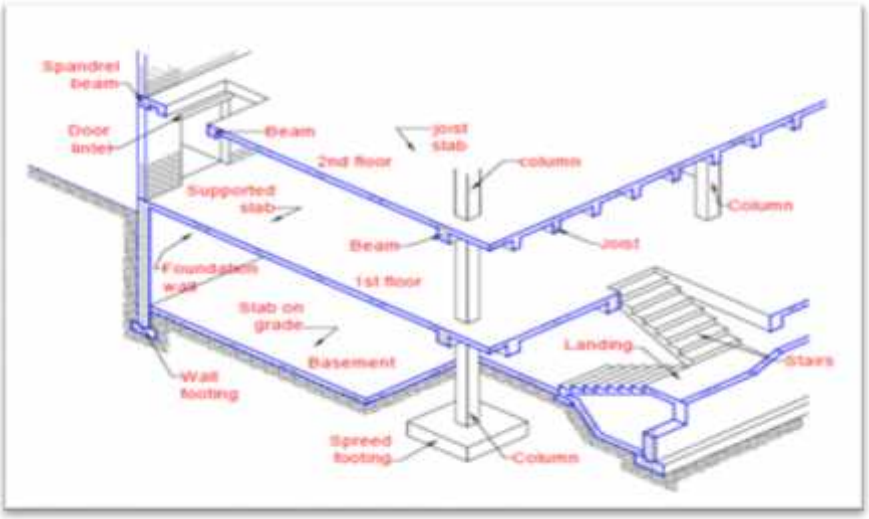
$$\text{Partitions} = 1\ \text{KN/m}^2 .$$

(3-6) العناصر الإنشائية :-

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنـــى وصلاحيته للاستخدام البشري ، ومن أهم هذه العناصر: -

1) الأساسات Foundation .
2) الأعمدة Columns .
3) الجسور Beams .
4) العقدات Slabs .
5) جدران القص Shear walls .
6) الأدراج Stairs .
7) جدران إستنادية Retaining Walls .
8) جدران حاملة Bearing Walls .
9) فواصل التمدد Joint System .

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى : -



الشكل (3 - 4) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

(3-6-1) العقدات (البلاطات) :-

العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ، دون تعرضها إلى تشوهات ، ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار انواع معينة من العقدات حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

1) **العقدات المفرغة (المعصبة)** Ribbed Slabs.

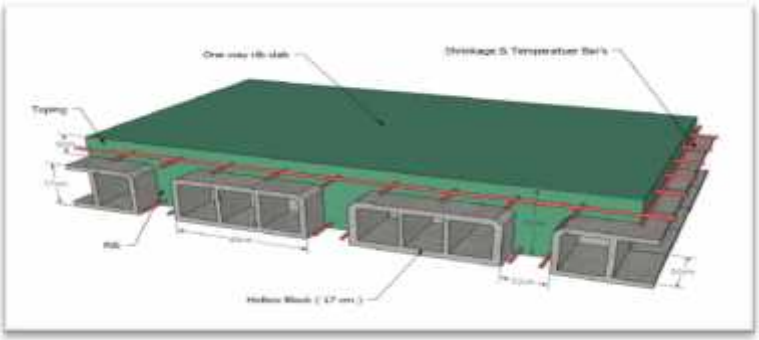
(3-6-1-1) العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

1) العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs) وتم استخدام هذا النوع في هذا المشروع .
2) العقدات المفرغة في اتجاهين Tow Way Ribbed Slabs .

(3-6-1-1) العقدات المفرغة في اتجاه واحد(One Way Ribbed Slabs) :-

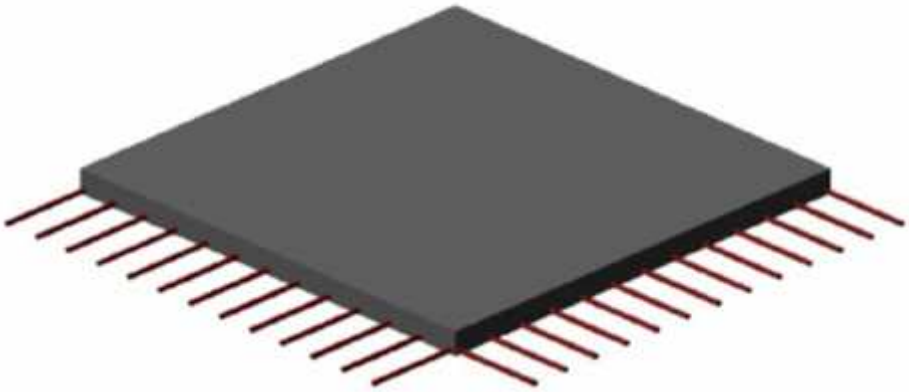
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات تكون عادة تتخذ شكل المستطيل ، وتم استخدام هذه البلاطات في عقدات معظم الفراغات في هذا المشروع ، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (3-5) العقدات المفرغة في اتجاه واحد .

(3- 6-1-2) العقدات المصمتة في اتجاهين(Tow Way Solid Slabs) :-

إن العقدات المصمتة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة .



الشكل (3–6) عقدات مصمتة في اتجاهين .

(3-6-2)الجسور :-

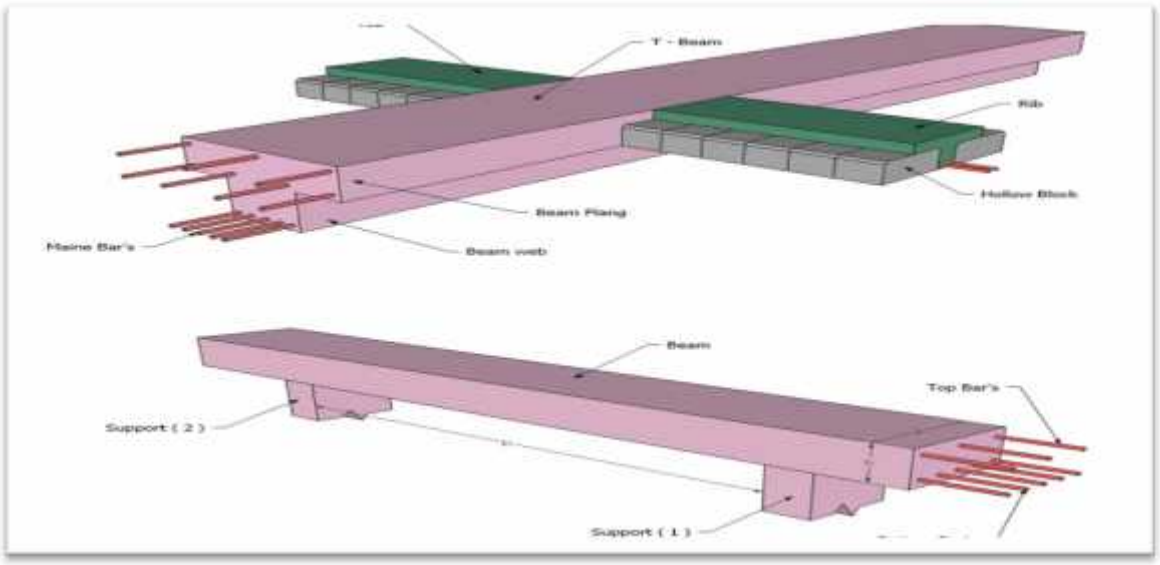
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب ، وهي من النوع الخرساني :-

(3-6-2-1) الجسور الخرسانية العادية :-

1) الجسور عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

2) الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -

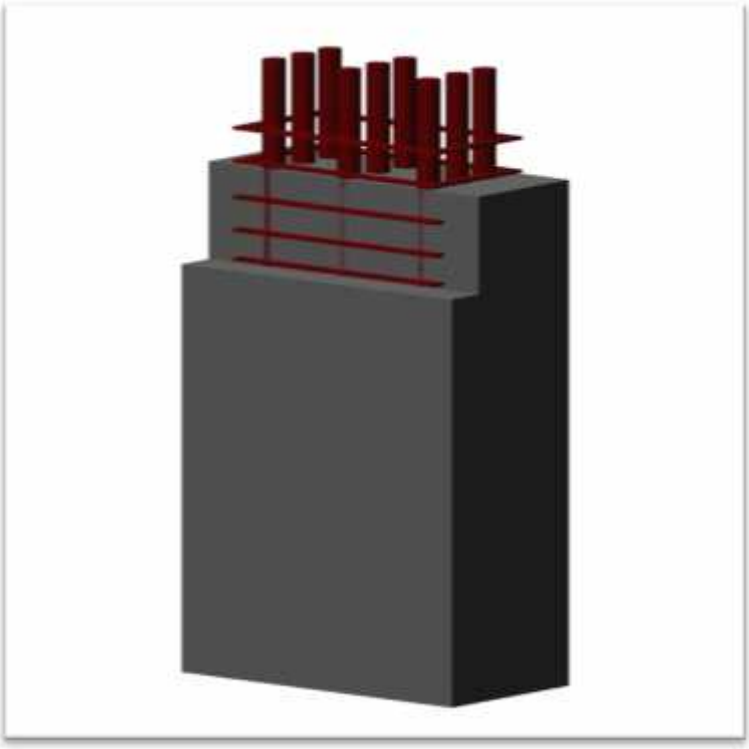
عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L –T- section. ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور، فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل التقوس (الانحناء) (Limitation of Deflection) .



الشكل (3-7) أشكال الجسور .

(3-6-3)الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات ، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين ، الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة ، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب . وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متساوية من حيث الطول ، ومن حيث الشكل فهي مستطيلة الشكل ، ويبين الشكل (3-8) مقطع الأعمدة .



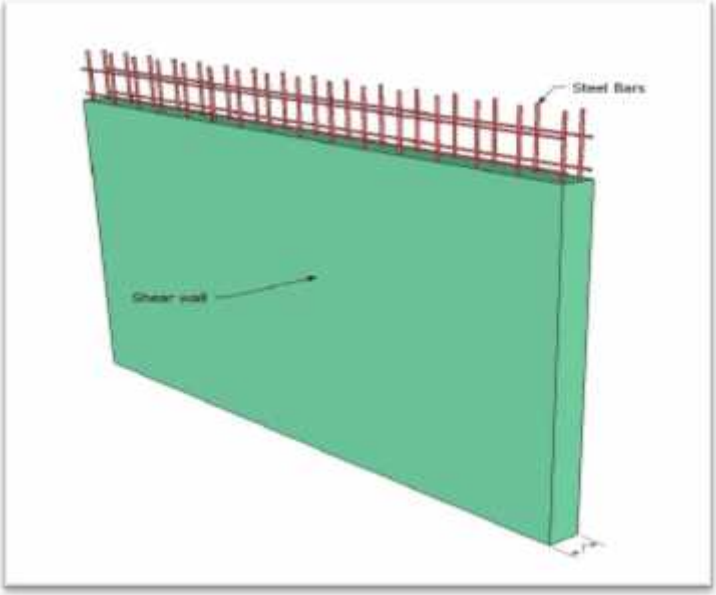
الشكل (3–8) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

(3-6-4) 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 (shear wall) ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ, ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .

كما أن هذه الجدران يجب أن تكون كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقـــوى الأفقية ، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها فـــي الفصول القادمة، وتتمثل هذه الجدران، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (3-9) جدار القص

(3-6-5) فواصل التمدد:-

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصـــل تمـــدد حـــراري أو فواصل هبوط ، وقد تكون الفواصل للغرضين معا. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الـــزلازل تـــدعى هـــذه الفواصل بالفواصل الزلزالية ، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقا لما يلي :

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد ، على أن تصل هذه الفواصل إلـــى وجـــه الأساسات العلوي دون اختراقها .

وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي :

1) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.

2) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.

3) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.

4) (28m) في المناطق الجافة.

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .

ولقد تم استخدام فاصلي تمدد في هذا الشروع حيث تقسم المبنى الى ثلاثة اقسام رئيسية بحيث اصبح كل قسم مبنـــى قـــائم بذاته.

(3-6-6)الأساسات :-

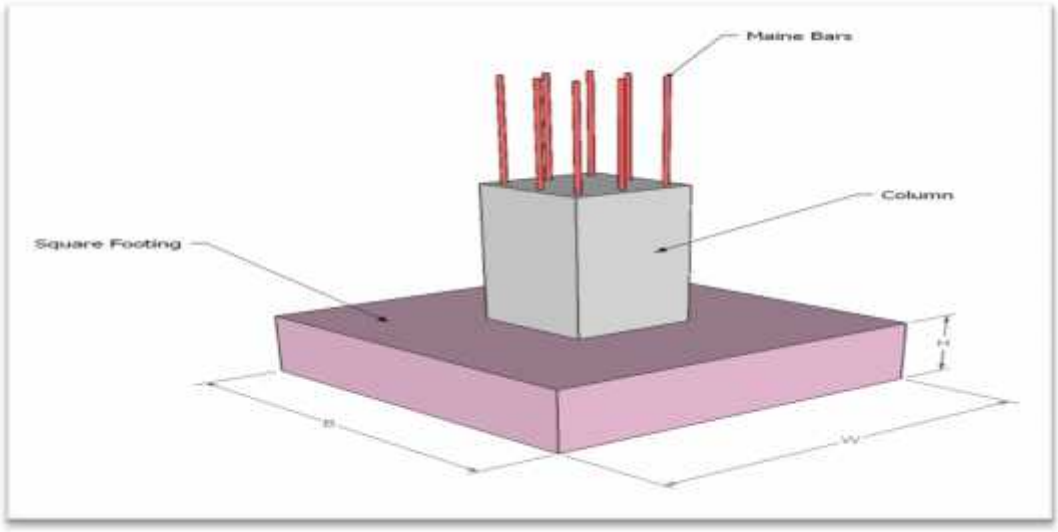
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصـــميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

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

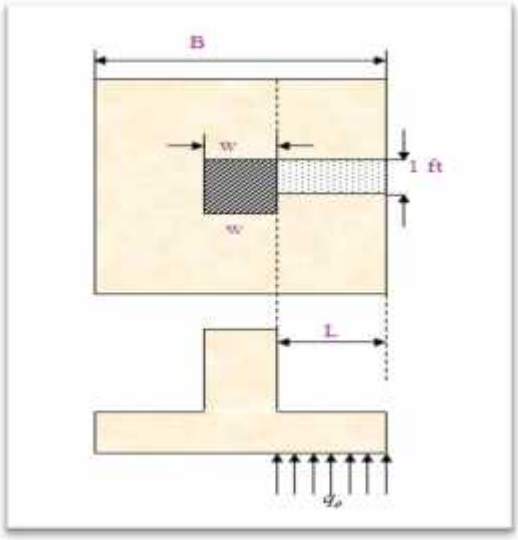
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات . وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقـــع يـــتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمـــال الواقعة على كل أساس.

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهـــذا النـــوع يكون بعدة صور كأن يكون أساسات لقواعد شريطية ، أو أساسات لقواعد منفصلة ، أو أساسات لبشة أو حصيرة.

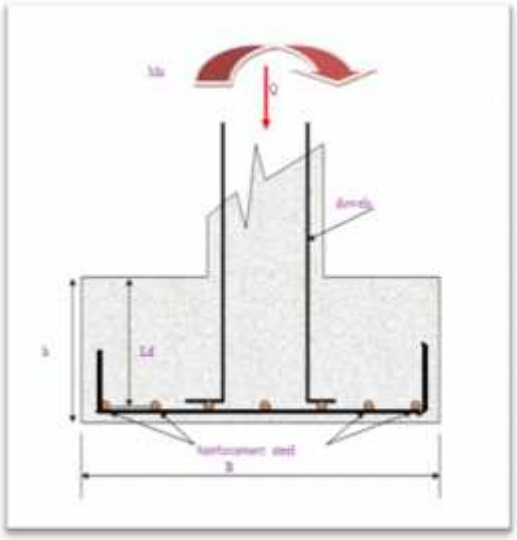
وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعهـــا علـــى الطبقـــات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق (Deep Foundation) حيث يتم اللجوء اليها عندما يتعذر الحصـــول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء الى اختراق التربة الى اعماق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



الشكل (3-10) : شكل الأساس المنفرد .



الشكل(3-11) مقطع طولي في الأساس

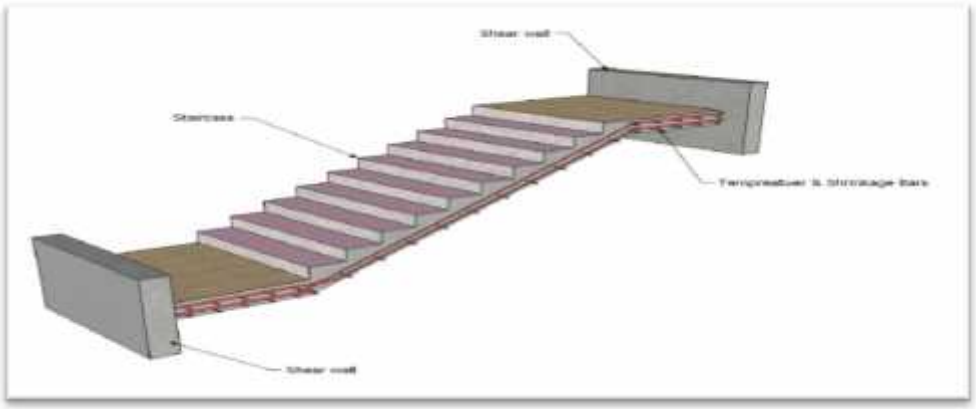


الشكل(3-12)توزيع الحديد بالأساس

(3-6-7) الأدراج :-

الأدراج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك أخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي للأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي .

والشكل (3- 13) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل(3-13) مقطع توضيحي في الدرج .

(3-7)البرامج الحاسوبية المستخدمة:-

1) AutoCAD 2015 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية .
2) Atir : للتصميم الإنشائي .
3) Etabs
4) Safe
5) Autodesk Robot Structural Analysis

Chapter 4 - Structural Analysis & Design

4-1 Introduction.

4-2 Factored load.

4-3 Slabs Thickness Calculation.

4-4 load Calculations.

4-5 Design of Topping.

4-6 Design of Rib (R21).

4-7 Design of Beam (B100).

4-8 Design of Column (C25 – Group 5)

4-9 Design of isolated Footing under column (25)

4-10 Design of Shear wall (CW 1)

(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 one type of slab “one way ribbed slab”,. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs , and 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-318-08code.

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

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

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

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

$fyt = 420\ N/mm^2\ (MPa)$ **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:

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

(4.3) Slabs Thickness Calculation:

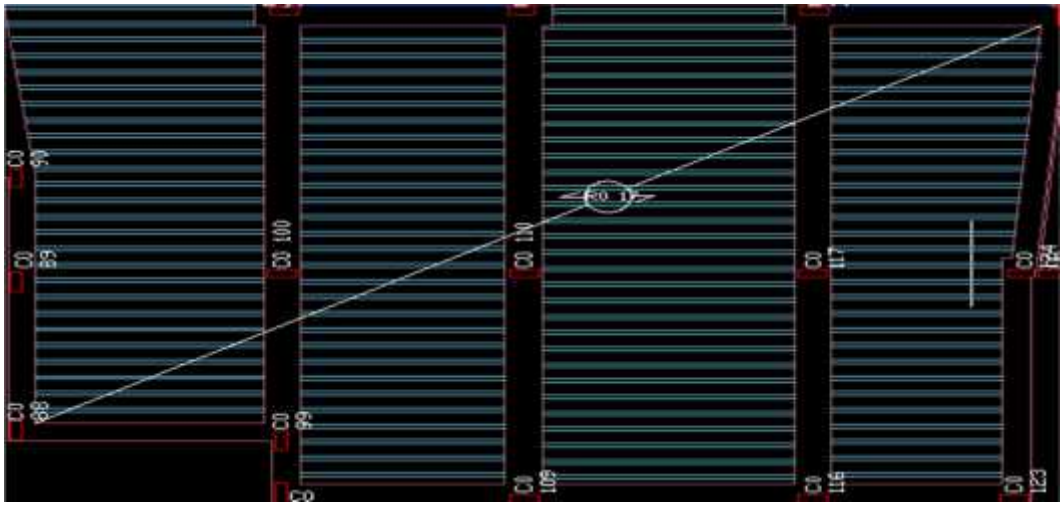


Figure (4-1): Ground Floor Slab.

(4.3.1) Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

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 ribs): $l = 5.875m, then$

$$h_{min} = \frac{l}{18.5} = \frac{5875}{18.5} = 317.56mm.$$

The maximum span length for both end continuous (for ribs): $l = 7.075m, then$

$$h_{min} = \frac{l}{21} = \frac{7075}{21} = 336.9mm.$$

The minimum ribbed slab thickness will be $h_{min} = 336.9mm.$

Take slab thickness $h_{min} = 350mm > h_{min} = 336.9mm.$

$$h = 35cm\ (27cm\ Hollow\ Block + 8cm\ Topping)$$

(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 follows:

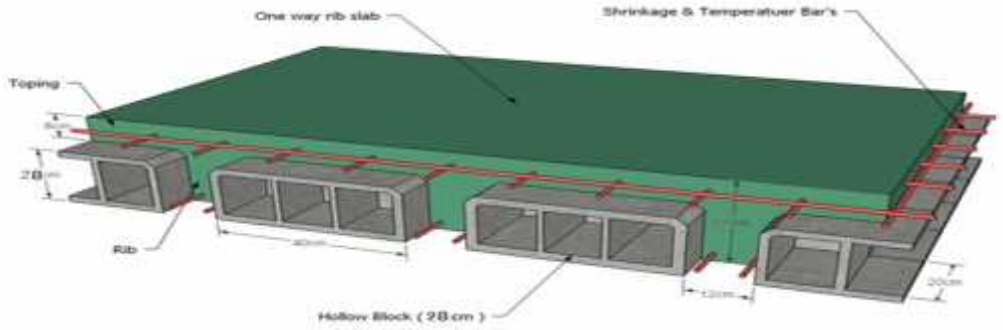


Fig. (4-2) One way rib slab

Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib 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	$0.07 * 17 * 0.52$	0.619
Topping	$0.08 * 25 * 0.52$	1.04
RC Rib	$0.27 * 25 * 0.12$	0.81
Hollow Block	$0.27 * 10 * 0.4$	1.08
Plaster	$0.03 * 22 * 0.52$	0.343
Interior Partitions	$1 * 0.52$	0.52
		5.11

$Total\ Dead\ load\ /\ rib\ =\ 5.11\ KN/m$.
$Total\ live\ load\ /\ rib\ = 5 * 0.52\ =\ 2.6\ KN/m$.

4.5) Design of Topping:

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	$0.07 * 17$	1.69
Topping	$0.08 * 25$	2
Interior Partitions	$1 * 1$	1
		6.04

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

Total Factored load: $w_u = 1.2 * 6.04 + 1.6 * 5 = 15.24\ KN/m$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{15.24 * 0.4^2}{12} = 0.2033\ KN.m$$

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

$\phi M_n = 1.21\ KN.m >> M_u = 0.2033\ KN.m$

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 Ø8 $with\ A_s = 50.27mm^2$

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

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

Step (S) is smallest of:

1. $3h = 3 * 80 = 240mm - control$
2. $450mm$
3. $s = 380\ \frac{280}{fs} - 2.5C_c = 380\ \frac{280}{\frac{2}{3}420} - 2.5 * 20 = 330mm$

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

Take $\emptyset 8@200mm$ in both directions. $s = 200mm < s_{max} = 240mm - ok$

(4.6) Design of Rib (Rib21)

Material:-

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

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

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

Section:-

$b = 12cm$ $bf = 52\ cm$ $h = 35cm$ $Tf = 8\ cm$

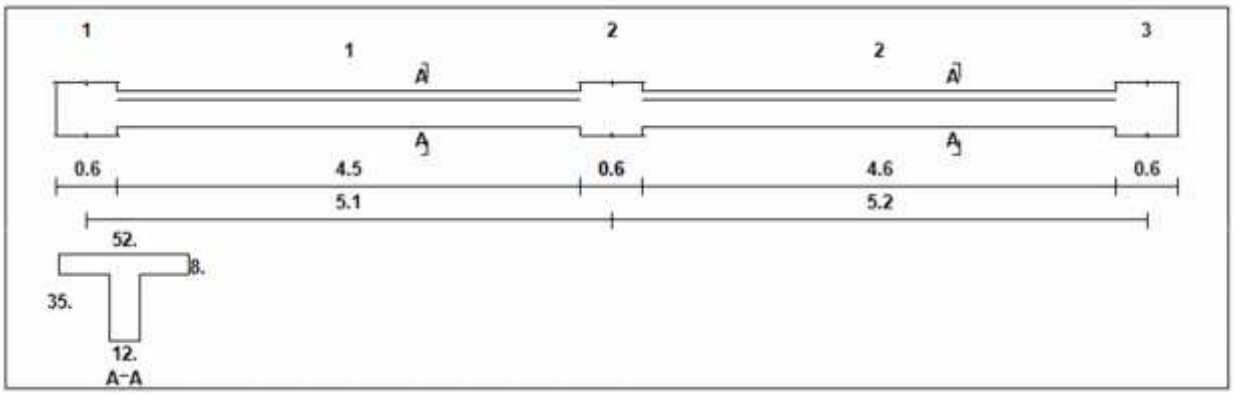


Figure (4-3) : Rib Geometry

Loading :-

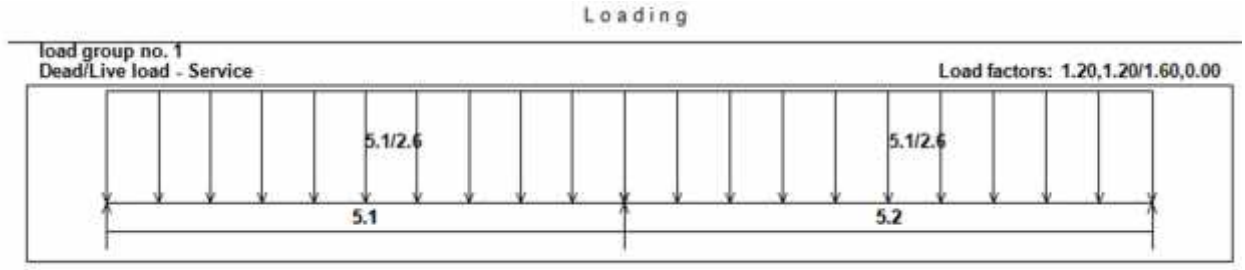


Figure (4-4): loading of Rib (21)

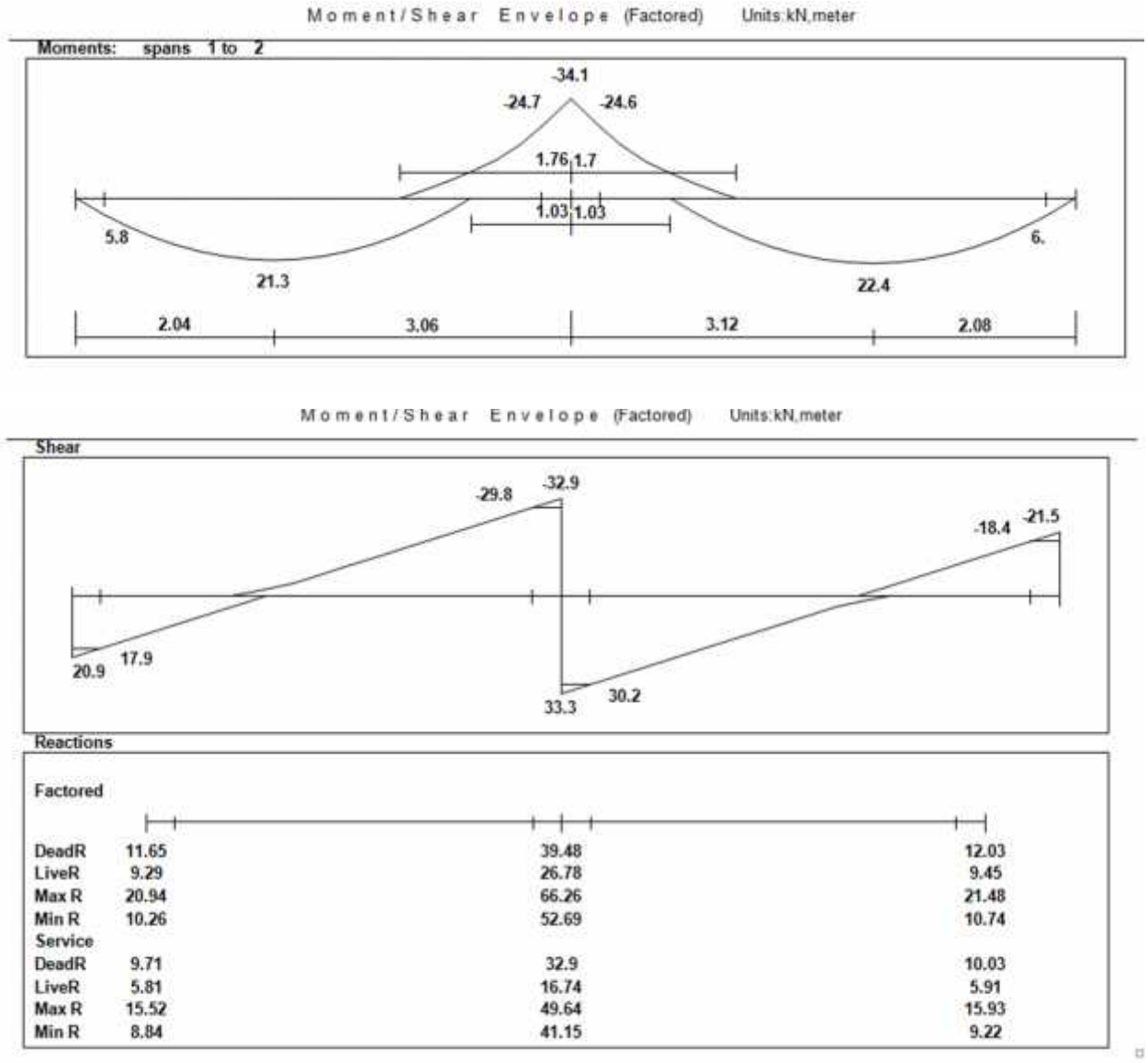


Figure (4-5): Moment & Shear Envelope of rib (21)

(4.6.1) Design of flexure of rib (Rib21):

(4.6.1.1) Design of Positive moments of rib (Rib21).

$be \leq Center\ to\ center\ spacing\ between\ adjacent\ beams = 520\ mm$ ... *Controlled.*

$\leq Span/4 = 5100/4 = 1275\ mm.$

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

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

Assume bar diameter ∅ 14 for main positive reinforcement.

$$d = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315\ mm.$$

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

$$= 0.85 * 24 * 520 * 80 * \left(315 - \frac{80}{2}\right) * 10^{-6} = 233.37\ KN.m$$

$$\phi Mnf = 0.9 * 233.37 = 210.03\ KN.m$$

$$\phi Mnf = 210.03\ KN.m$$

1) Positive moment of first span $Mu^{(+)}$ = 21.3 KN.m

$$\phi Mnf = 210.03\ KN.m \gg Mu = 21.3\ KN.m$$

∴ Design as rectangular section.

$$Mn = Mu/\phi = 21.3/0.9 = 23.67\ KN.m$$

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

$$= 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315\ mm.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{23.67*10^6}{520*315^2} = 0.459\ MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.459*20.6}{420}}\right) = 0.001105$$

$$As = \rho * b * d = 0.001105 * 520 * 315 = 180.95\ mm^2.$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{……(ACI-10.5.1)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$$

$$= 110.22\ mm^2 < 126\ mm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ Larger\ value\ is\ control.$$

$$A_{s,req} = 180.95\ mm^2 > As_{min} = 126\ mm^2 \ldots OK$$

$$\therefore As = 180.95\ mm^2$$

$$Use\ 2\ \emptyset 12\ with\ A_{s,pro} = 226.2\ mm^2 > A_{s,req} = 180.95\ mm^2 \ldots OK.$$

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

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

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * f'_c * b * a$$

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

$$a = 8.96\ mm.$$

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

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

$= 0.003 * \frac{315-10.54}{10.54} = 0.0867 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9\ (T.C.S). \ldots OK.$

2) Positive moment of second span $Mu^{(+)}$ = 22.4 KN.m

$\phi Mnf = 210.03\ KN.m \gg Mu = 22.4\ KN.m$

∴ Design as rectangular section.

$Mn = Mu/\phi = 22.4/0.9 = 24.89\ KN.m$

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

$= 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315\ mm.$

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{24.89*10^6}{520*315^2} = 0.482\ MPa$

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

$= \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.482*20.6}{420}} = 0.001162$

$As = \rho * b * d = 0.001162 * 520 * 315 = 190.4\ mm^2.$

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$

$= 190.4\ mm^2 > 126\ mm^2$ …… *Larger value is control.*

$A_{s,req} = 190.4\ mm^2 > As_{min} = 126\ mm^2$

$\therefore As = 190.4\ mm^2$

Use 2 ∅12 *with* $A_{s,pro} = 226.2\ mm^2 > A_{s,req} = 190.4\ mm^2 \ldots OK.$

$\therefore$ ***Use 2 ∅12***

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

$d = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316\ mm.$

Tension = Compression

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

4) $226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

5) $a = 8.96\ mm.$

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

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

8) $= 0.003 * \frac{316-10.54}{10.54} = 0.0867 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9\ (T.C.S). \ldots OK.$

(4.6.1.2) Design of Negative moment of rib (Rib21):

1) Negative moment at support (2) $Mu^{(-)}$ **=24.7 KN.m.**

$Mn = Mu/\phi = 24.7/0.9 = 27.44\ KN.m$

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

$= 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315mm.$

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

$R_n = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{24.7*10^6}{120*315^2} = 2.07\ MPa$

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

$= \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.2.07*20.6}{420}} = 0.0052$

$As = \rho * bw * d = 0.0052 * 120 * 315 = 197.3\ mm^2.$

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$

$= 110.22\ mm^2 < 126\ mm^2$ …… *Larger value is control.*

$A_{s,req} = 197.3\ mm^2 > As_{min} = 126\ mm^2. \ldots OK$

$\therefore As = 197.3\ mm^2.$

$Use\ 2\ \emptyset 12\ with\ As_{pro} = 226.2\ mm^2 > As_{req} = 197.3\ mm^2 . \ldots OK$

$\therefore$ **Use 2 ø12**

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

$$d = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316\ mm.$$

$$Tension = Compression$$

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

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

$$a = 38.8\ mm.$$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65\ mm.$ * Note: f_c' = 24MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$$= 0.003 * (\frac{316-45.65}{45.65}) = 0.0177 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9\ (T.C.S). \ldots OK.$$

(4.6.2) Design of shear of rib (21):

1) Design of shear at support (1) & (3) :

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

$f_{yt} = 420\ MPa$

$\boldsymbol{V_{u,max}\ between\ two\ value = 18.4\ KN}$.

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

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 315 * 10^{-3} = 33.95\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 33.95 = 25.46\ KN$$

$$\frac{1}{2}\phi * V_c = 0.5 * 25.46 = 12.73\ KN$$

$$\phi * V_c = 25.46\ KN > V_u = 18.4\ KN > \frac{1}{2}\phi * V_c = 12.73\ KN$$

***NO shear reinforcement is provided* at support 1 & 3 .**

2) Design of shear at support (2) :

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

$f_{yt} = 420\ MPa$

$\boldsymbol{V_{u,max}\ between\ two\ value = 30.2\ KN}$.

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

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 315 * 10^{-3} = 33.95\ KN.$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 33.95 = 25.46\ KN$$

$$\boldsymbol{Vu = 30.2 > \phi * Vc = 25.46 \ldots\ shear\ reinforcement\ is\ required}.$$

Check for section dimensions:

$$V_s = Vu/\phi - Vc = 30.2/0.75 - 33.95 = 6.31\ KN.$$

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

$$= \frac{2}{3} * \sqrt{24}\,.120\,.315.10^{-3} = 123.45\ KN$$

$V_S = 6.31\ KN < V_{s,max} = 123.45\ KN$ – the section is large enough.

Check for $V_{s,min}$:

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{fc'} b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 315 * 10^{-3} = 11.5\ KN.$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} * 120 * 315 * 10^{-3} = 12.6\ KN - control$$

$$V_{s,min} = 12.6\ KN > V_s = 6.31\ KN - NOT\ OK$$

$$\therefore Use\ V_s = 12.6\ KN$$

Find the maximum stirrup spacing

$$\therefore V_s < V_{s,min} - Case\ 3$$

$$S_{max} = 600\ mm \quad , \quad S_{max} \leq \frac{315}{2} = 157.5\ mm - control$$

$$Use\ stirrups\ 1U - shape\ \ 2\ legs\ stirrups\ \emptyset 8\ with\ A_v = 2 * 50.27 = 100.54\ mm^2$$

$$S = \frac{A_v * f_{yt} * d}{Vs} = \frac{100.54 * 420 * 315}{12.6 * 10^3} = 1055.67\ mm$$

$$S = 1055.67\ mm > S_{max} = 157.5\ mm \quad - NOT\ OK$$

$$Use\ 1U - shape\ \ 2\ legs\ stirrups\ \emptyset 8\ @\ 150\ mm < S_{max} = 157.5\ mm$$

$$for\ support\ \ 2$$

(4.7) Design of Beam (B100):

Material:-

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

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

Section:-

$$B = 80\ cm.$$

$$h = 65\ cm.$$

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): $l = 8.1\ m, then$

$$h_{min} = \frac{l}{18.5} = \frac{8100}{18.5} = 437.83mm.$$

$$The\ controller\ beam\ total\ depth\ is\ 43.783\ cm.$$

$$\rightarrow Select\ Total\ depth\ of\ beam\ \boldsymbol{h = 65cm.\ (drop\ beam)}.$$

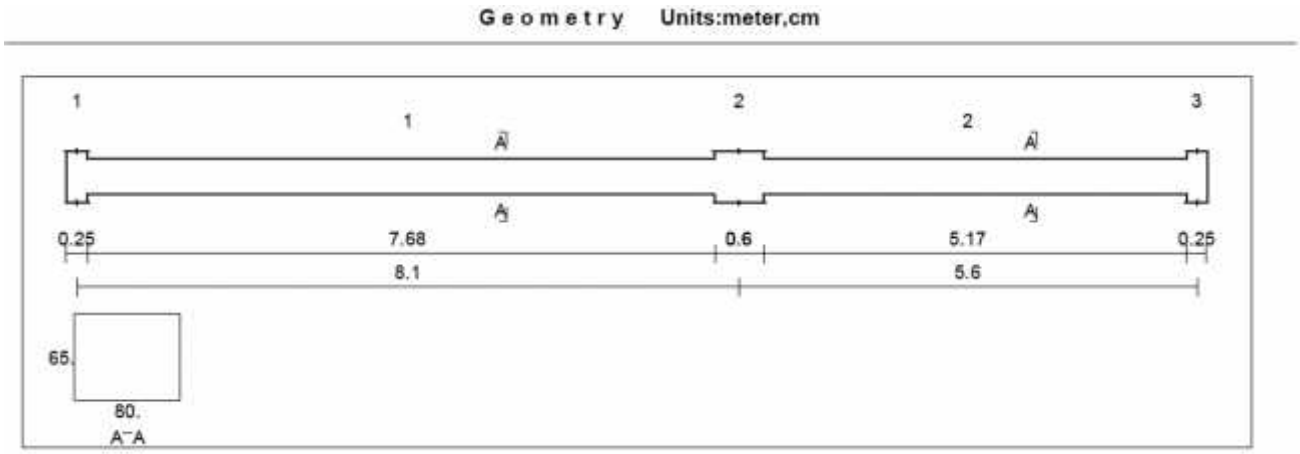


Figure (4-6): Beam Geometry.

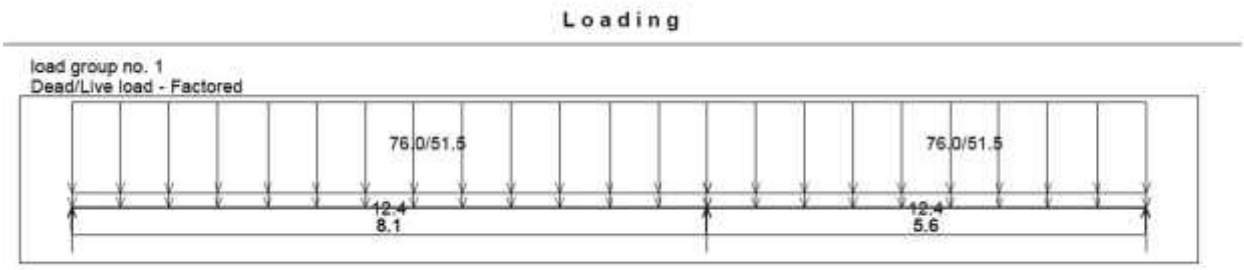


Figure (4-7): Loading of Beam (B100)

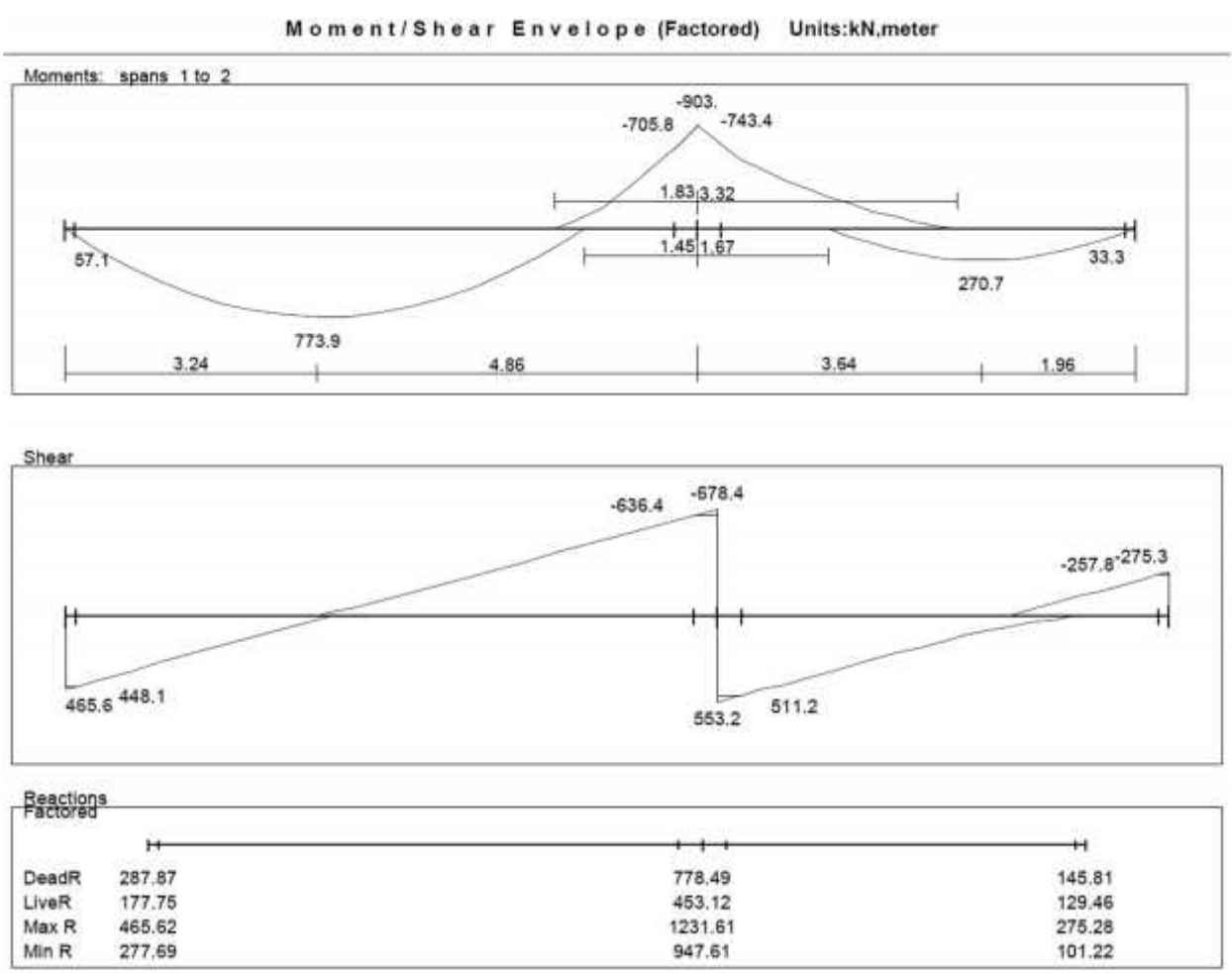


Figure (4-8): Moment & Shear Envelope for Beam (B100)

(4.7.1) Design of flexure:

(4.7.1.1) Design of Positive moment:

$$B = 80\,cm. \quad , \quad h = 65\,cm. \quad , \quad \emptyset_{st} = 10\,mm.$$

Assume bar diameter ∅25 for main positive reinforcement.

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

$$= 650 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 587.5\,mm.$$

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

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

$$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 587.5 = 251.78\,mm.$$

$$a_{max} = \beta 1 * C_{max} = 0.85 * 187.5 = 214.017\,mm.$$

$$* Note: f'_c = 24\,MPa < 28\,MPa \rightarrow \beta 1 = 0.85$$

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

$$= 0.85 * 24 * 214.017 * 800 * \quad 587.5 - \frac{214.017}{2} \quad * 10^{-6} = 1678.24\,KN.m$$

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

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

1) *Positive moment* of first span : $M_u = 773.9KN.m$

$$M_u = 774.9KN.m < \Phi M_n = 0.816 * 1678.24 = 1369.44\,KN.m$$

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

$$Mn = Mu/\phi = 773.9/0.9 = 859.88\,KN.m\,.$$

$$d = 650 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 587.5\,mm.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{859.88*10^6}{800*(587.5)^2} = 3.11\,MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*3.11*20.6}{420}}\right) = 0.0081$$

$A_{s,req} = \rho bd = 0.014 * 800 * 587.5 = 3796\ mm^2$

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 587.5 \leq \frac{1.4}{420} * 800 * 587.5$

$= 1370.54\ mm^2 < 1566.67\ mm^2$ …… *Larger value is control.*

$A_{s,min} = 1566.67\ mm^2 < A_{s,req} = 3796\ mm^2$ …. *OK*

$\therefore A_s = 3796\ mm^2$

Take **10ø22** *in one layer with* $A_{s,pro} = 3801.32\ mm^2 > A_{s,req} = 3769\ mm^2$ …. OK

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 10 * 22}{9} = 53.33 > 25mm \ldots . ok$$

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

Tension = Compression

$As * fy = 0.85 * f'_c * b * a$

$3801.32 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$

$a = 97.82\ mm.$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{97.82}{0.85} = 115.1\ mm$ * Note: f'_c = 24MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= 0.003 * \frac{587.5-115.1}{115.1} = 0.0123 > 0.005$ $\therefore \phi = 0.9\ (T.C.S)$. …. *OK*.

2) *Positive moment* of second span : $M_u = 270.7\ KN.m$

$d = 650 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 587.5mm.$

$M_u = 270.7\ KN.m < \Phi M_n = 0.816 \square 1678.24 = 1369.44\ KN.m$

$\square$ *Design the section as single reinforced concrete section.*

$Mn = Mu / \phi = 270.7 / 0.9 = 300.77\ KN.m$.

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

$R_n = \frac{M_n}{b \square d^2} = \frac{300.77 \square 10^6}{800 \square (587.5)^2} = 1.089 MPa$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.089 \times 20.6}{420}}\right) = 0.0026$$

$$A_{s,req} = \rho b d = 0.0026 \times 800 \times 587.5 = 1222\ mm^2$$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} \times 800 \times 587.5 \leq \frac{1.4}{420} \times 800 \times 587.5$$

$$= 1370.5\ mm^2 < 1566.67\ mm^2 \ \ldots\ldots\ Larger\ value\ is\ control.$$

$$A_{s,min} = 1566.67\ mm^2 > A_{s,req} = 1222\ mm^2 \ldots . OK$$

$$\therefore A_s = 1566.67\ mm^2$$

$$Take\ \mathbf{5 \times 22}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 1900.66\ mm^2 > A_{s,req} = 1566.67\ mm^2 \ldots . \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 5 \times 22}{4} = 147.5 > 25mm \ldots . ok$$

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

Tension = Compression

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

$$1566.67 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 40.32\ mm.$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{40.32}{0.85} = 47.43\ mm$$

* Note: f_c' = 24MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

$$\varepsilon_s = 0.003 \times \left(\frac{d-c}{c}\right)$$

$$= 0.003 \times \frac{587.5 - 47.43}{47.43} = 0.0342 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9\ (T.C.S) \ldots\ OK.$$

(4.7.1.2) Design of negative moment:

1) *Negative momenton at* support 2 $M_u = -743.4\ KN.m$

$$M_u = -743.4\ KN.m < \Phi M_{n,max} = 0.816 \times 1678.24 = 1369.44\ KN.m$$

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

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

$= 650 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 587.5\ mm.$

$Mn = Mu/\phi = 743.4/0.9 = 826\ KN.m.$

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

$R_n = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{826 \times 10^6}{800 \times (587.5)^2} = 2.99\ MPa$

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

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.99 \times 20.6}{420}}\right) = 0.0077.$

$A_{s,req} = \rho bd = 0.0077 \times 800 \times 587.5 = 3619\ mm^2$

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} \times 800 \times 587.5 \leq \frac{1.4}{420} \times 800 \times 587.5$

$= 1370.5\ mm^2 < 1566.67\ mm^2$ …… $Larger\ value\ is\ control.$

$A_{s,min} = 1566.67\ mm^2 < A_{s,req} = 3619\ mm^2$ …. OK

$\therefore A_s = 3619\ mm^2$

$Take\ \mathbf{8 \times 25}\ in\ one\ layer\ with\ A_{s,pro} = 3927\ mm^2 > A_{s,req} = 3619\ mm^2$ …. OK

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 8 \times 25}{7} = 71.43 > 25mm \ldots . ok$$

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

Tension = Compression

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

$3927 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$

$a = 101.1\ mm.$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{101.1}{0.85} = 118.94\ mm$ * Note: f'_c = 24MPa< 28 MPa → β_1 = 0.85

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

$= 0.003 \frac{587.5-118.94}{118.94} = 0.012 > 0.005$ ϕ = 0.9 $(T.C.S)$. … OK

(4.7.2) Design of Beam (100) for shear

1) Design of shear at support (1):

$f_{yt} = 420\ MPa$

Critical section at distance $d = 587.5\ mm$ from the face of support. $V_{u,max} = 448.1\ KN$

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

$= \frac{\sqrt{24}}{6} \times 800 \times 587.5 \times 10^{-3} = 383.75\ KN.$

$\phi V_c = 0.75 \times 383.75 = 287.81\ KN$

$V_u = 448.1 > \phi V_c = 287.81\ KN$ ….. ***shear reinforcement is required***.

Check for section dimensions:

$V_s = Vu/\phi - Vc = 448.1/0.75 - 383.75 = 213.72\ KN.$

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

$= \frac{2}{3} \times \sqrt{24} \times 800 \times 587.5 \times 10^{-3} = 1535\ KN$

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

Find the maximum stirrup spacing

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

$V_s' = \frac{1}{3} \sqrt{fc'} b_w d = \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 800 \times 587.5 \times 10^{-3} = 767.51\ KN.$

$V_s = 213.72\ KN < V_s' = 767.51\ KN$ *then*

$S_{max} = 600\ mm$, $S_{max} \le \frac{587.5}{2} = 293.75\ mm - control$

Check for $V_{s,min}$:

$V_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{fc'} b_w d = \frac{1}{16} \sqrt{24} \times 800 \times 587.5 \times 10^{-3} = 143.91\ KN.$

$V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} \square 800 \square 587.5 \square 10^{-3} = 156.67KN - control$

$V_{s,min} = 156.67\ KN < Vs = 213.72\ KN < V_s' = 767.51KN \quad - Case\ 4$

$Use\ stirrups\ 2U - shape\ \ 4\ legs\ stirrups\ \square 10\ with\ A_v = 4 \square 78.54 = 314.16\ mm^2$

$$S = \frac{A_v \square f_{yt} \square d}{V_s} = \frac{314.16 \square 420 \square 587.5}{213.72 \square 10^3} = 362.72\ mm$$

$$Take\ S = 250\ mm < S_{max} = 293.75mm \quad - OK$$

$Use\ 4U - shape\ \ 4\ legs\ stirrups\ \square 10\ @\ 250\ mm < S_{max} = 293.75\ mm$

Design of shear at support (2):

$f_{yt} = 420\ MPa$

Critical section at distance $d = 587.5\ mm$ from the face of support. $V_{u,max} = 636.4KN$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} \square 800 \square 587.5 \square 10^{-3} = 383.75\ KN.$$

$\phi \square V_c = 0.75 \square 383.75 = 287.81\ KN$

$V_u = 636.4 > \phi \square V_c = 287.81KN$ ..... ***shear reinforcement is required***.

Check for section dimensions:

$V_s = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{636.4}{0.75} - 383.75 = 464.78\ KN.$

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

$$= \frac{2}{3} \square \sqrt{24} \square 800 \square 587.5 \square 10^{-3} = 1535\ KN$$

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

Find the maximum stirrup spacing

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

$V_s' = \frac{1}{3} \square \sqrt{fc'} b_w d = \frac{1}{3} \square \sqrt{24} \square 800 \square 587.5 \square 10^{-3} = 767.51\ KN.$

$V_s = 464.78 < V_s' = 767.51\ KN$ *then*

$S_{max} = 600\ mm$, $S_{max} \le \frac{587.5}{2} = 293.75\ mm - control$

Check for $V_{s,min}$:

$V_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{fc'} b_w d = \frac{1}{16} \sqrt{24} \square 800 \square 587.5 \square 10^{-3} = 143.91\ KN.$

$V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} \square 800 \square 587.5 \square 10^{-3} = 156.67\ KN - control$

$V_{s,min} = 156.67\ KN < Vs = 464.78\ KN < V_s' = 767.51\ KN \quad - Case\ 4$

$Use\ stirrups\ 2U - shape \quad 4\ legs\ stirrups\ \square 10\ with\ A_v = 4 \square 78.54 = 314.16\ mm^2$

$$S = \frac{A_v \square f_{yt} \square d}{V_s} = \frac{314.16 \square 420 \square 587.5}{464.78 \square 10^3} = 166.78\ mm$$

$$Take\ S = 150\ mm < S_{max} = 293.75\ mm \quad - OK$$

$Use\ 4U - shape \quad 4\ legs\ stirrups\ \square 10\ @\ 150\ mm < S_{max} = 293.75\ mm$

2) Design of shear at support (3):

$f_{yt} = 420\ MPa$

Critical section at distance $d = 587.5\ mm$ from the face of support. $V_{u,max} = 257.8\ KN$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} \square\ 800 \square\ 587.5\ \square 10^{-3} = 383.75\ KN.$$

$\phi \square V_c = 0.75 \square 383.75 = 287.81\ KN$

$V_u = 257.8 < \phi \square V_c = 287.81\ KN$ ..... ***minimum shear reinforcement is required*** .

Case ..2

***$V_{s,min}$*:**

$V_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{16} \sqrt{24} \square 800 \square 587.5 \square 10^{-3} = 143.9 KN.$

$V_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} \square 800 \square 587.5 \square 10^{-3} = 156.67\ KN - control$

$V_{s,min} = 156.67\ KN..$

$$S_{max} = 600\ mm \quad , \quad S_{max} \leq \frac{587.5}{2} = 293.75\ mm - control$$

$Use\ stirrups\ 2U - shape \quad 4\ legs\ stirrups\ \square 10\ with\ A_v = 4 \square 78.54 = 314.16\ mm^2$

$$S = \frac{A_v \square f_{yt} \square d}{V_s} = \frac{314.16 \square 420 \square 587.5}{156.67 \square 10^3} = 494.8\ mm$$

$$Take\ S = 200mm < S_{max} = 293.75 \quad - OK$$

$Use\ 2U - shape \quad 4 - legs\ stirrups\ \square 10\ @200\ mm < S_{max} = 293.75\ mm$

(4.8) Design of Column (C25 – GROUP 5):

Material:-

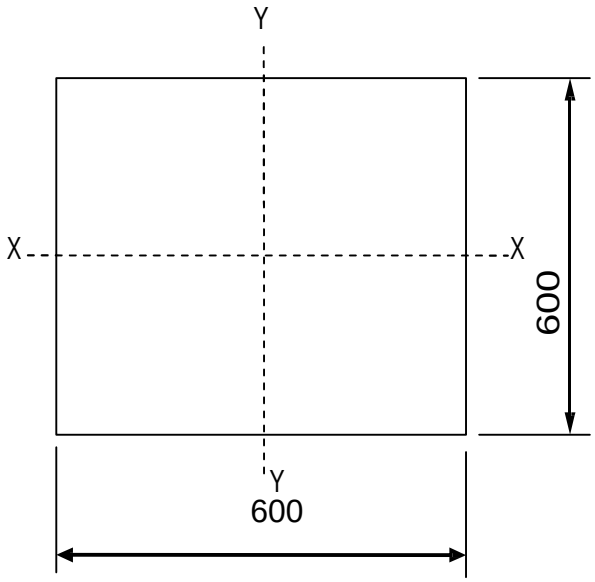
$concrete \quad B300 \qquad Fc' = 24\ N/mm^2$

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

Section:-

$B = 65\ cm.$

$h = 65\ cm.$



(4.8.1) Load Calculation:

$P_D = 2328KN\ and\ P_L = 1062KN$

$P_u = 1.2 \times P_D + 1.6 \times P_L$

$P_u = 1.2 \times 2328 + 1.6 \times 1062 = \mathbf{4493KN}$

(4.8.2) Check for Slenderness:

$$\frac{Kl_u}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$\frac{M_1}{M_2} = 1 - braced\ frame\ with\ M_{min}$$

$$Lu = 3.95m$$

K=1, According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) the effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{Kl_u}{r} \leq 34 - 12 \times 1 = 22 < 40$$

$$\frac{Kl_u}{r_x} = \frac{1.0 \times 4.15}{0.3 \times 0.6} = 21.9 < 22 - short\ column\ for\ bending\ about\ x - axis$$

$$\frac{Kl_u}{r_x} = \frac{1.0 \times 3.95}{0.3 \times 0.6} = 21.9 < 22 - short\ column\ for\ bending\ about\ y - axis$$

(4.8.3) Design the column as concentrically loaded short column.

$P_{n,max} = 0.8[0.85f_c' A_g - A_{st} + A_{st}f_y]$
$\phi = 0.65 - for\ tied\ column$
$4493 \times 10^3 = 0.65 \times 0.8[0.85 \times 24 \times 600 \times 600 - A_{st} + A_{st}420]$

$$A_{st,req} = 3244.2mm^2$$

$$Use\ 26\phi16\ with\ A_{st} = 5227.6mm^2 > A_{st,req} = 3244.2mm^2 \dots ok$$

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{5227.6}{360000} = 1.45\%$$

(4.8.4) Design of Ties:

Use ties ϕ10 with spacing of tie shall not exceed the smallest of:

1. 48 times the tie diameter ,$48d_s = 48 \times 10 = 480\ mm$,
2. 16 times the longitudinal bar diameter,$16d_b = 16 \times 16 = 256\ mm,\ -control$
3. The least dimension of the column $= 600mm$.

$use\ tie\ \phi10@200mm$.

- Check for code requirements:
  1. Clear spacing between longitudinal bars:

$$Clear\ space = \frac{600 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 16 \times 7}{6} = 64.6mm > 40mm, and$$
$$> 1.5d_b = 1.5 \times 16 = 24mm - ok$$

  2. Gross reinforcement ratio:
$$0.01 < \rho_g = 0.0145 < 0.08 \quad - ok$$

  3. Number of bars:$26 > 4 - for\ square\ section - ok$

  4. Minimum tie diameter:$\phi10\ for\ \phi16\ bars \quad - ok$

  5. Spacing of this : $s = 200mm \quad - ok$

(4.9) Design of isolated Footing under column (25) (60*60):

- **Service dead load** $D_L = 2328\ KN$
- **Service live load** $L_L = 1062\ KN$
- $q_{a,net} = 350 KN/m^2$

(4.9.1)→ *Required size of footing*:

$$A = \frac{P_n}{q_{a,net}} = \frac{2328 + 1062}{400} = 9.686\ m^2$$

$$A = l^2 \rightarrow l = \sqrt{A} = \sqrt{9.686} = 3.11m$$

Take $l = 3.65\ m$.

→ *Depth of footing and shear design*:

$$P_u = 1.2 \times 2328 + 1.6 \times 1062 = 4493KN$$

$$q_u = \frac{4493}{3.65 \times 3.65} = 337.25\ KN/m^2$$

Assume the depth of footing is $h = 70cm$

Assume cover $75\ mm$, and steel bars of ϕ16

$$d_{avg} = 700 - 75 - 16 = 609mm$$

(4.9.2)One way shear:

V_u at distance d from the face of support:

$$V_u = q_u b \left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) = 337.25 \times 3.65 \left(\frac{3.65}{2} - \frac{0.6}{2} - 0.609\right) = 1127.56\ KN$$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} \times 3650 \times 609 \times 10^{-3} = 1814.9\ KN.$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 1814.9 = 1361.2\ KN$$

$$\phi V_c = 1361.2KN > V_u = 1127.56KN$$

..... *The thickness of the slab is enough*.

(4.9.3)Two way shear (Punching shear):

$$\beta = \frac{600}{600} = 1\ ,\quad b_0 = 4\ 0.6 + 0.609\ = 4.836m\ \ ,\quad \alpha_s = 40 - interior\ colum$$

$$V_u = 337.25\ 3.65 \square 3.65 -\ 0.6 + 0.609\ ^2\ = 3560KN$$

$$V_c = \frac{1}{6}\ 1 + \frac{2}{\beta}\ \ \overline{f_c} b_0 d\ \ \ ,\quad where\ \frac{1}{6}\ 1 + \frac{2}{\beta}\ = \frac{1}{6}\ 1 + \frac{2}{1}\ = 0.5$$

$$V_c = \frac{1}{12}\ \frac{\alpha_s\, d}{b_0} + 2\ \ \overline{f_c} b_0 d\ \ ,\quad where\ \frac{1}{12}\ \frac{\alpha_s\, d}{b_0} + 2\ = \frac{1}{12}\ \frac{40 \square 0.609}{4.386} + 2\ = 0.629$$

$$V_c = \frac{1}{3}\ \ \overline{f_c} b_0 d\ \ \ \ \ \ \ \ \ \ ,\quad where\ \frac{1}{3} = 0.33333 - control$$

Take

$$V_c = \frac{1}{3}\ \ \overline{f_c} b_0 d = V_c = \frac{1}{3}\sqrt{24} \square 4836 \square 609 \square 10^{-3} = 4809.3KN$$

$$\phi \square V_c = 0.75 \square 4809.3 = 3607KN$$

$$\phi \square V_c = 3607KN > V_{u,} = 3560KN\ \ KN$$

$$\ldots\ldots\ The\ thickness\ of\ the\ slab\ is\ enough\ .$$

(4.9.4)→ *Design for fluxure in both direction* □

$$Take\ steel\ bar\ of\ \square 16\ , b = 3.65m\ , h = 700mm$$

$$Fc' = 24\ N/mm^2, \qquad fy = 420\ N/mm^2$$

$$M_u = 337.25 \square 3.65 \square 1.525 \square \frac{1.525}{2} = 1431.4\ KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1431.4}{0.9} = 1590.4KN.m$$

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

$$= 700 - 75 - \frac{16}{2} = 617\ mm.$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b \square d^2} = \frac{1590.4 \square 10^6}{3650 \square 617^2} = 1.14MPa$$

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

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.14 \times 20.6}{420}}\right) = 0.00279$$

$$As = \rho \times b \times d = 0.00279 \times 3650 \times 617 = 6293.88\ mm^2.$$

$$A_{s,min} = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 3650 \times 700 = 4599\ mm^2$$

$$A_{s,req} = 6293.88\ mm^2 > A_{s,min} = 4599\ mm^2$$

$$use\ \varnothing 16\ then$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s\varnothing 16}} = \frac{6293.88}{201.06} = 31.3$$

$$take\ 32\varnothing 16\ with\ A_{s,pro} = 6433.9 mm^2 > A_{s,req} = 6293.88\ mm^2$$

Step (S) is smallest of:

1. $3h = 3 \times 700 = 2100\ mm$
2. $450mm - control$

$$s = \frac{3650 - 75 \times 2 - 32 \times 16}{31} = 96.38\ mm$$

$$s = 95\ mm < s_{max} = 450\ mm - OK$$

(4.10) Design of Shear wall (CW 1):

To design shear walls we use (CSI ETABS) Software , and this is a manual example of shear wall design :

$\square$ *Wall thickness* $h = 20\ cm$

* $Fc = 24MPa \quad Fy = 420MPa$

Neglect the weight of walls and columns.
Assume seismic zone 2A.

(4.10.1)Design of shear wall for shear & flexure No#3 (CW 1):

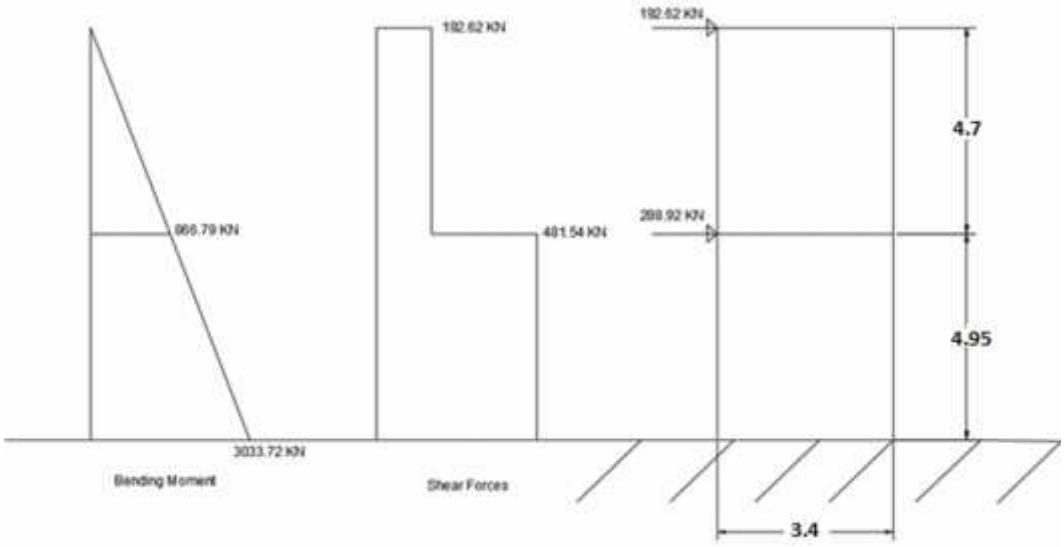


Figure (4-11): Shear force & moment on the shear wall

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

$fy = 420\ N/mm^2$

1. Check maximum strength permitted:

$$\square V_n = \square A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y) = 0.75 \times 770000(0.17 \times 1 \times \sqrt{24} + 0.0025 \times 420)$$

$$= 1087.33\ KN$$

$$where\ \square = 0.75 \quad d = 0.8 l_w = 0.8 \square 3.85 = 3.08\ m = 3080\ mm$$

$$\square V_n = 1087.33\ KN > V_{u,max} = 481.54\ KN$$

2. Calculate shear strength provided by concrete V_c

   Critical section for shear:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{3.85}{2} = 1.925\ m - control$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{9.65}{2} = 4.825\ m$$

$$story\ height = 4.7\ m$$

$$V_c = \frac{1}{6}\ \overline{f_c}hd = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 250 \times 3080 \times 10^{-3} = 502.96\ KN - control$$

$$V_c = 0.27\ \overline{f_c}hd + \frac{N_u}{4l_w} = 0.27 \times \sqrt{24} \times 200 \times 3080 \times 10^{-3} + 0 = 814.8\ KN$$

   or,

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

$$M_u = 866.79 + 481.54 \times \left[4.5 - 1.9525\right] = 2106.66\ KN$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{2106.66}{481.54} - \frac{3.85}{2} = 2.45\ > 0\ (+ve\ value)$$

$$V_c = \left[0.05\sqrt{24} + \frac{3.85\ \left[0.1\sqrt{24} + 0\right]}{2.45}\right] 200 \times 3080 \times 10^{-3} = 705.173\ KN$$

3. Determine required horizontal shear reinforcement

$$V_u = 481.54\ KN > \frac{1}{2}\square V_c = \frac{1}{2} \times 0.75 \times 502.96 = 188.61\ KN$$

Shear reinforcement must be provided in accordance with 11.9.9.

$$V_u \leq \square V_n = \square(V_c + V_s)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\square} - V_c = \frac{481.54}{0.75} - 502.96 = 139.1\ KN$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{139.1}{420 \times 3.08 \times 10^3} = 0.0001\ m^2/m$$

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{hS_2} = \frac{0.0001}{0.2} = 0.000537 < 0.0025$$

Take $\rho_t = 0.0025$

$$Maximum\ spacing\ is\ the\ least\ of = \frac{l_w}{5} = \frac{3850}{5} = 770\ mm$$
$$3h = 3 \times 200 = 600\ mm$$
$$450\ mm - control$$

Try □10 $(A_s = 78.5\ mm^2)\ for\ two\ layers$

$$\rho_t = \frac{A_{vh}}{hS_2} = \frac{2 \times 78.5}{200 \times S_2} = 0.0025, \qquad S_2 = 314\ \text{mm}\ ,\ \square 10@250\text{mm}$$

4. Determine vertical shear reinforcement

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{9}{3.85} = 2.33$$

$$\rho_t = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{l_w})(\rho_t - 0.0025) \geq 0.0025$$

For this wall with $\frac{h_w}{l_w} \geq 2.5$, $\rho_t = 0.0025$.

$$Maximum\ spacing\ is\ the\ least\ of = \frac{l_w}{3} = \frac{3850}{3} = 1283.33\ mm$$
$$3h = 3 \times 200 = 600\ mm$$
$$450\ mm - control$$

Use □10@225 mm.

** Increase the thickness of the wall to 250 mm in order to uniform the thicknesses of ala of the walls

Figure (4-12): Shear Wall Reinforcement

الفصل الخامس - النتائج و التوصيات

5-1 النتائج

5-2 التوصيات

5-3 المراجع

5-4 الملحقات

(1-5) النتائج :-

من خلال هذا التجوال في هذا البحث ، والتعرف على معطياته و جوانبه ، تم الخروج بزبده هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

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

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

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

(2-5) 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) يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية .

(3-5)قائمة المصادر والمراجع :-

1. كودات البناء الوطني الأردني ،**كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. ملاحظات الأستاذ المشرف.
3. واكد , خليل إبراهيم , **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية** ,دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع , جمهورية مصر العربية ,2001 م .

4. ACI Committee 318 (2008),***ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary***, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.
5. D. Fanella, I. Alsamsam, "***The Design of Concrete Floor Systems***", PCA ProfessionalDevelopment Series, 2005.
6. Nawy, Edward, ***Prestressed Concrete Fifth Edition Upgrade: ACI, AASHTO, IBC Codes Version (5th Edition),***2009.

الملاحق

Attachments

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 BEAMS ORONE-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)†	$\ell/480^\ddagger$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^\S$

* 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

الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج و بسطات الأدراج الثانوية.	3.0	2.7

المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراحل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.

Seismic Coefficients

Z – seismic zone factor, as set forth in next Table (UBC Table 16-I). Note that Z does not directly appear in the base shear formula. It does, however, affect the seismic coefficients C_a and C_v.

Zone	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.2	0.3	0.4

(From Table 16-I, UBC 1997.)

Seismic Coefficient C_a

Soil profile type	Seismic zone factor, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$0.40N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$0.44N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.36N_a$
S_F	Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed for soil profile S_F.				

(From UBC 1997, Table 16-Q.)

C_v – a numerical coefficient dependent on the soil conditions at the site and the seismicity of the region, as set forth in next Table (UBC Table 16-R),

Seismic Coefficient C_v

Soil profile type	Seismic zone factor, Z				
	Z = 0.075	Z = 0.15	Z = 0.2	Z = 0.3	Z = 0.4
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.32N_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$0.40N_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$0.56N_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$0.64N_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$0.96N_v$
S_F	Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed for soil type S_F.				

(From UBC 1997, Table 16-R.)

R – a factor that accounts for the ductility and overstrength of the structural system, as set forth in next Table (UBC Table 16-N)

Structural Systems[a]

Basic structural system[b]	Lateral-force-resisting system description	R	Ω_o	Height limit for seismic zones 3 and 4
1. Bearing wall system	1. Shear walls			
	a. Concrete	4.5	2.8	160
	b. Masonry	4.5	2.8	160
	2. Braced frames where bracing carries gravity load			
	a. Steel	4.4	2.2	160
	b. Concrete[c]	2.8	2.2	N.P.

Structural Systems[a] (Continued)

Basic structural system[b]	Lateral-force-resisting system description	R	Ω_o	Height limit for seismic zones 3 and 4
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	7.0	2.8	240
	2. Shear walls			
	a. Concrete	5.5	2.8	240
	b. Masonry	5.5	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel	5.6	2.2	160
	b. Concrete[c]	5.6	2.2	N.P.
	4. Special concentrically braced frames			
	a. Steel	6.4	2.2	240
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frame (SMRF)			
	a. Steel	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete[d]	8.5	2.8	N.L.
	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	6.5	2.8	160
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF)[e]	5.5	2.8	N.P.
	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)			
	a. Steel[f]	4.5	2.8	160
	b. Concrete[h]	3.5	2.8	N.P.
	5. Special truss moment frames of steel (STMF)	6.5	2.8	240
4. Dual systems (frame resists at least 25% of seismic shear)	1. Shear walls			
	a. Concrete with SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. Concrete with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete IMRF[e]	6.5	2.8	160
	d. Masonry with SMRF	5.5	2.8	160
	e. Masonry with steel OMRF	4.2	2.8	160
	f. Masonry with concrete IMRF[e]	4.2	2.8	N.P.
	g. Masonry with masonry MMRWF	6.0	2.8	160
	2. Steel EBF			
	a. With steel SMRF	8.5	2.8	N.L.
	b. With steel OMRF	4.2	2.8	160
	3. Ordinary braced frames			
	a. Steel with steel SMRF	6.5	2.8	N.L.
	b. Steel with steel OMRF	4.2	2.8	160
	c. Concrete with concrete SMRF[g]	6.5	2.8	N.P.
	d. Concrete with concrete IMRF[e]	4.2	2.8	N.P.