

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية

والمعمارية

هندسة مدنية -

تصميم سكان موظفي جامعة بوليتكنك فلسطين

اليارا محمود دبابسة

اليانا محمود دبابسة

•

إلى
كريم سيد ا بشرية محمد بن عبد
.....

إلى
بالحياة
إلى.....

إلى
إلى من سروا قيد
.....

إلى.....
كبر

إلى.....
عطاء وسيل الحنان
عزيزة.

إلى.....
إلى
إلى.....
إلى.....
.....

لأوفياء .

إلى
تي احترقت تنير
إلى
من عرفتهم في هذا ا
زملائي وزميلاتي.
إلى
علم إلى جامعتي
إلى
من أحبني وأحبته.
فريق ا

تقدير

ليق إ
عقول و منير الدروب لله عز وجل.
تقدم مجزىل ا
لى باية الجىل ا
...
يتكنك فلسطين.
لى كلية اله
إلى دائرة اله
والمعمارية ...
تدرىسى
إلى المشر

كل من ساهم فى انجاز

فرىق ا

⋮

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لأحد المباني السكنية لموظفي
جامعة بوليتكنك فلسطين
م من جامعة بوليتكنك فلسطين إلى الجنوب .
" "

يتكون المبنى ككتلتين،
طابق التسوية . كل طابق يتكون من شقتين
طابق التسوية .
والكتلة الثانية
الاول و الثاني سكني حيث ان كل منهما يتكون من
شقتين ،مساحة كل طابق
ومساحته وبالتالي فان المساحة الكلية للكتلة الثانية . حيث يربط
الكتلتين جسر على ارتفاع .

سيتم تصميم هذا المبنى بناءً على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI) .
حيث سيتم دراسة المبنى دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل العناصر
الإنشائية و الأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد
المخططات التنفيذية اللازمة.

<u>الصفحات الإبتدائية</u>	
3	
4	فهرس المحتويات
5	فهرس الجداول
6	فهرس الأشكال
6	List of figures
7	List of abbreviations

9	مقدمه	1-1
9	أهداف	2-1
9		3-1
9		4-1
10		5-1
10		6-1
10		7-1
11		8-1

13		1-2
13	لمحه عامة عن المشروع	2-2
13		3-2
16	وصف المساقط الأفقية للمبنى	4-2
18	الواجهات	5-2
20		6-2

22		1-3
22	الهدف من التصميم الإنشائي	2-3
22	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية بالمبنى	3-3
25	العناصر الإنشائية	4-3

Chapter 4	Structural Analysis and Design	31
------------------	---------------------------------------	-----------

4-1	Introduction	29
4-2	Design Method and Requirements	29
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member.	30
4-4	Design of Topping.	30
4-5	Design of Rib.	33
4-6	Design of Beam.	39
4-7	Design of Column	51
4-8	Design of Stair	54
4-9	Design of Basement Wall	60
4-10	Design of Isolated Footing	63

	النتائج و التوصيات	
69		1-5
69		2-5
70	التوصيات	3-5

فهرس الجداول

11		(1-1)
23	ميت	(1-3)
23	الأحمال الحية لعناصر المبنى وفقا للكود الأردني للأحمال	(2-3)
24		(3-3)

List of Tables

table #	Description	Page #
(1-4)	Check of minimum thickness of structural members	30
(2-4)	Dead load calculation for topping	31
(3-4)	Calculation of the total dead load for one way ribbed slab	35
(4-4)	Calculation of the own weight of the beam and the weight of floor layers	41

(4-5)	Calculation of the total dead for flight	55
(4-6)	Calculation of the total dead for landing	55

فهرس الأشكال

14		(1-2)
14	مقطعين الأول طولي و الثاني عرضي في قطعة الأرض	(2-2)
15		(3-2)
16	المسقط الأفقي لطابق التسوية	(4-2)
17		(5-2)
17	الثانية	(5-3)
18	للكتلة الثانية	(5-4)
19	الواجهة الشمالية الشرقية	(6-2)
19	الواجهة الجنوبية الغربية	(7-2)
20	A-A	(8-2)
20	B-B	(9-2)

List of Figures

<u>Figure #</u>	<u>Description</u>	<u>Page #</u>
(1-4)	Topping load and Moment diagram	31
(2-4)	Topping of one way Rib slab	31
(3-4)	One way Rib slab	33
(4-4)	Dead and live load in the Rib 2	34
(5-4)	Rib geometry and loads	34
(6-4)	Reaction of rib 2 (live and dead)	34
(7-4)	Shear and moment diagram in rib 2	35
(8-4)	Reinforcement of rib 2	39
(9-4)	Beam geometry	39
(10-4)	Load of the beam G-2	40
(11-4)	Shear and moment diagram in beam G-2	40
(12-4)	Reinforcement of beam G-2	51
(13-4)	Stair plan and structural system	54
(14-4)	Moment and shear diagram for stair	56
(15-4)	Structural detailing of stair	59
(16-4)	Moment and shear diagram in Basement	60
(17-4)	Reinforcement for Basement	62
(18-4)	Detailing of footing	67

List of Abbreviations

- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_s^- = area of non-prestressed compression reinforcement.
- A_g = gross area of section.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- b_w = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.
- f_c' = compression strength of concrete.
- f_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- L_n = 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.
- L_w = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- P_u = factored axial load.
- P_n = nominal axial load.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete.
- S = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- W_u = factored load per unit area.
- W = width of beam or rib.
- W_c = weight of concrete.
- V_u = factored shear force at section.
- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_n = nominal shear stress.
- p = ratio of steel area.
- ϵ_s = strain of compression steel.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003.
- Φ = strength reduction factor.

1

- . 1.1
- 2.1 أهداف المشروع.
- . 3.1
- . 4.1
- . 5.1
- . 6.1
- . 7.1

1.1

منذ بداياته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف والتجاويف الصخرية المحيطة به ، ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه ، والتكيف مع بيئته اجتهد لتطوير مسكنه ، فاستخدم المواد المحيطة به هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين ، إلى استخدامه الحديد المستخدم حالياً في البناء، واستجابة لمتطلبات التقدم والتكنولوجيا بدأ الأبنية حياته العامة والخاصة، فجعل لكل احتياج ميناه الخاص مثل الجامعات والمدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية ، الخ... وتطور حياته ومع ية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم ، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من أجل المضي قدماً في ركب الثورة البشرية . الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم سكني لموظفي جامعة بوليتكنك فلسطين سوف يتم إنشاؤه في مدينة الخليل في المستقبل القريب بإذن .

2.1 أهداف المشروع.

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

- 1- اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
- 2- القدرة على تصميم العناصر الإنشائية .
- 3 - تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
- 4- إتقان استخدام برامج التصميم .

3.1

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية للمبنى السكني لموظفي جامعة بوليتكنك فلسطين ، حيث يتضمن التصميم بتلاءم مع التوزيع لهذه العناصر و يتعارض مع التصميم المعماري.

4.1

يقتصر العمل في هذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط ، حيث سيتم العمل
2018/2019

5.1

- 1- الأمريكي في التصميم الإنشائية (ACI-318-11)
- 2- استخدام برامج التحليل و التصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs , Sap 2000,Staad Pro)
- 3- (AutoCAD 2017 Microsoft office Word & Power Point)

6.1

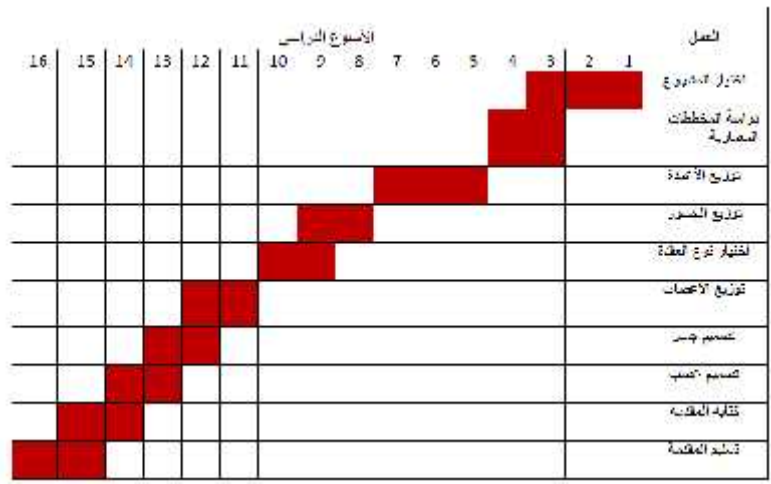
يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

- 1- : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.
- 2- : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- 3- : يشمل وصف العناصر الإنشائية.
- 4- : التحليل والتصميم الإنشائية.

7.1

- دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و اختيار النظام
- الإنشائية المكونة للمبنى وكيفية توزيع هذه العناصر يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب
- تحديد المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه
- تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي سيتم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

:



:(-)

()

2

1.2

2.2 لمحہ عامہ عن المشروع

3.2

4.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى

5.2 الواجهات

6.2

1.2

منذ بداية الخليقة في تطور مستمر وفي تجديد دائم لمواهبه العمرانية فالعمارة من أهم العلوم الهندسية التي بدأت مع بداية الحياة على كوكبنا فمنذ القدم وهو دائم التطوير في المظاهر العمرانية من العيش في الخيام والكهوف ن لعله ليفكر ويطور ويبرز قدراته في تطوير هذا الفن من الناحية الجمالية والمتانة أيضا .

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار تستمد وقودها مما وهبه للمعماري من مواهب الجمال. علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة ي حد أو قيد فهي تتأرجح ما بين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصرامة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبي لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها وتفاعل مع تفاصيلها .

وقد يبدو المبنى بسيطاً وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى وإن كانت أحياناً تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا بارتباطها بالشك .

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

الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر

2.2 لمحة عامة

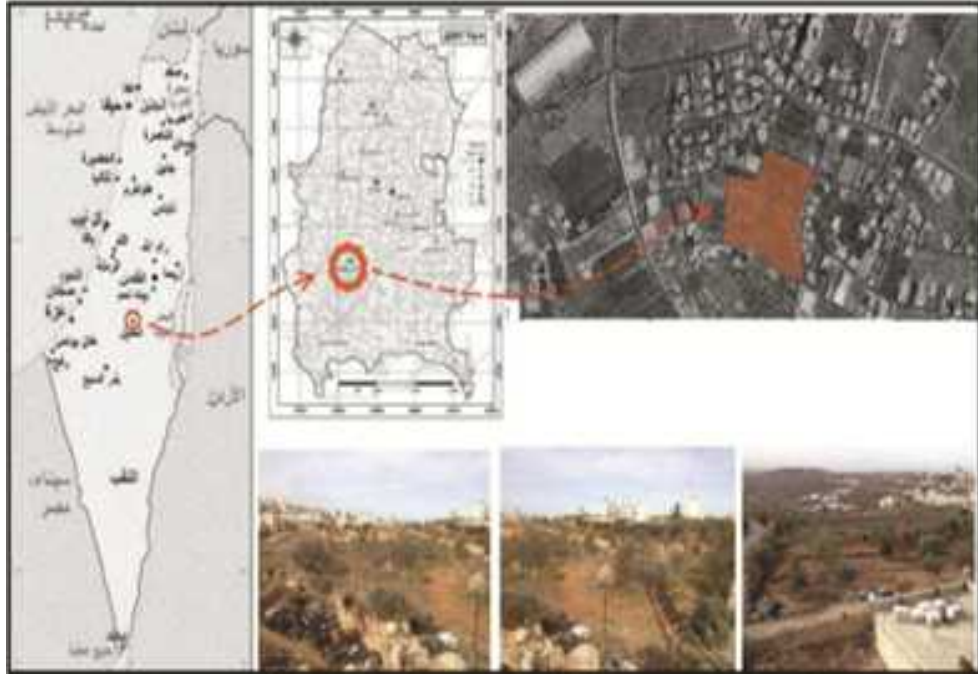
إسكان لموظفي جامعة بوليتكنك فلسطين ي للسيارات في مدينة الخليل تحقق ا هدف ويبي جميع الخدمات يتكون الإسكان كتلتين ،الكتلة الاولى من طوابق سكنية قف للسيارات بمساحة . ، والكتلة الثانية من ثلاثة طوابق ،طابقين سكنيين مساحة كل منهما

3.2

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقتها بالتصميم المقترح في تألف وتناغم لتحقيق التصميم

فذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع من توضيح لمقاسات والخدمات المحيطة ارتفاع المباني المحيطة واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

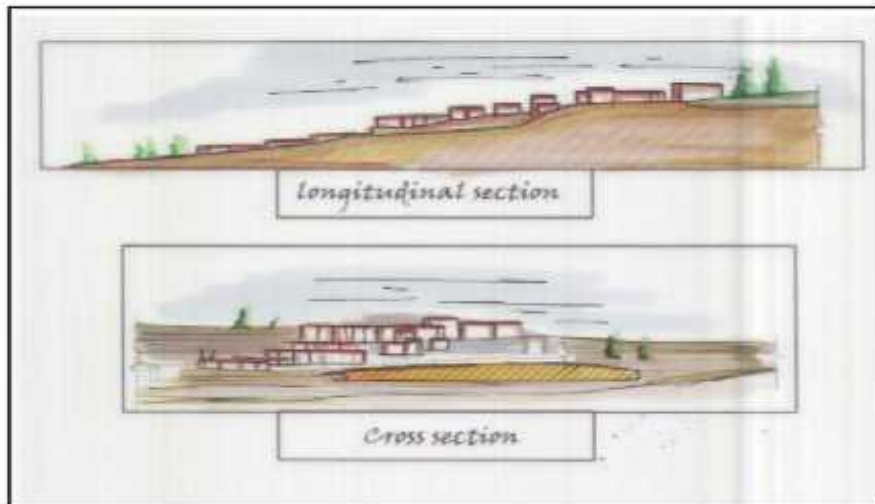
الموقع المقترح للمشروع هو جزء من ارض في الجزء الجنوبي الغربي من مدينة الخليل، م من جامعة بوليتكنك فلسطين إلى الجنوب .



(-) :

: ينحدر الموقع من على مستوى فيه اقل مستوى بفرق في الكنتور يساوي

ينحدر الموقع من اعلى مستوى فيه الى اقل مستوى بفرق في الكنتور يساوي (20 مترا) حسب المقطع الموضح في الشكل:

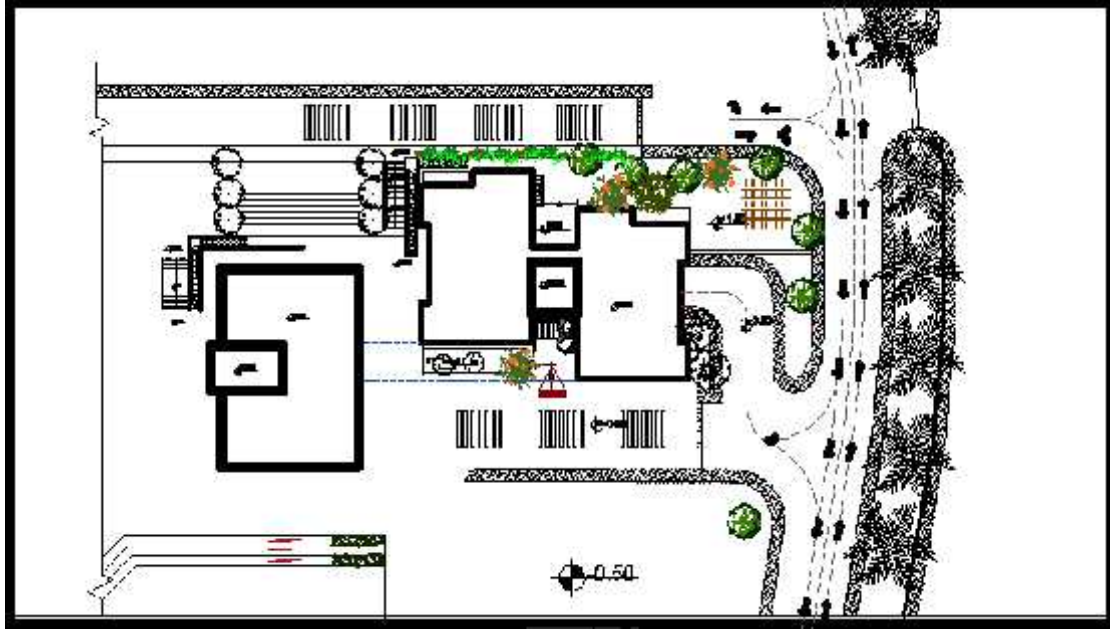


الشكل (3): مقطعين الأول ملوحي والثاني جردسي في قطعة الارض.

(-) :المقطعين

* :

يمكن الدخول المشروع عن طريق ثلاثة مداخل اثنان منها للمركبات في الجهة الجنوبية الشرقية من قطعة المدخل الثالث فهو مخصص للمشاة والواقع في الجزء الشمالي الشرقي من قطعة ،يوصل كل من المدخلين بموقف للسيارات.



(-) :

* : **لاختيار**

إن عملية اختيار ارض ييم بشكل أساسي لتوفر قطعه يقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضيف على خدمات المشروع وأجزائه صيغه مع النسيج الحضري العام .

وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار للكلية الجامعية :

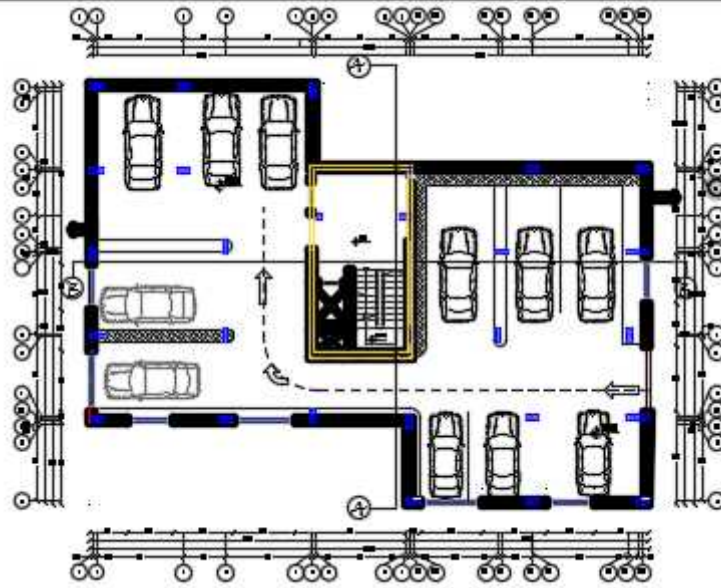
1. جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية .
2. شبكه : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع .
3. : هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات
4. أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة ونوعها ، تجارية ،صناعية ، سكنية، أم خدمتية وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت.

4.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى:

يتكون المشروع من كئلتين، الأولى من إجمالية وقدرها والثانية من ثلاثة طوابق بوليتكنك فلسطين بمساحة إجمالية متر مربع يربطهما جسر بارتفاع وهو التوزيع المعماري لهذا يتسم بالوضوح و التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى تيسير التصميم .

1.4.2 طابق التسوية (Basement floor):

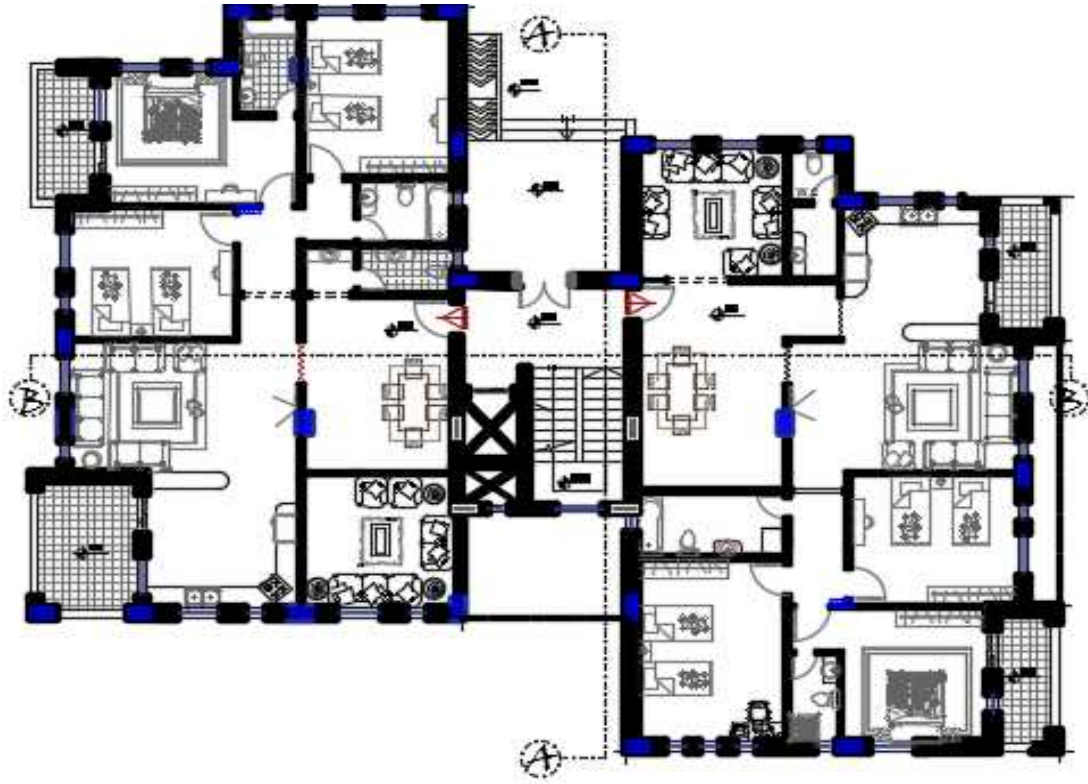
تبلغ مساحة هذا الطابق . متر مربع ويقع على منسوب (.) وهو عبارة عن طابق يحتوي على مواقف للسيارات ويمتاز هذا الطابق بسهولة الحركة فيه وإمكانية دخول السيارات من الباب الرئيسي له والشكل التالي يبين مسقط طابق التسوية.



التسوية : (-)

2.4.2 - (Floor 0-6):

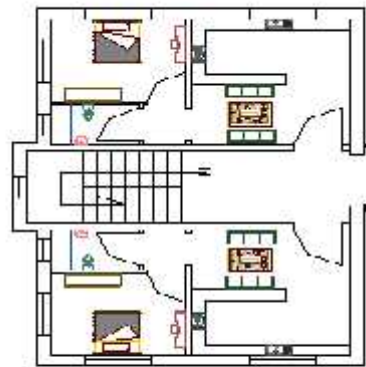
وتمتاز بسهولة الحركة بين :
وَم بين وظائف هذه الفراغات ويحتوي كل طابق تين في كل شقة غرفة نوم رئيسية مع تين
معيشة و غرفة ضيوف ويمتاز أيضا بسهولة ا هذا الطابق
والشكل التالي يبين مسقط الطابق .



:(-)

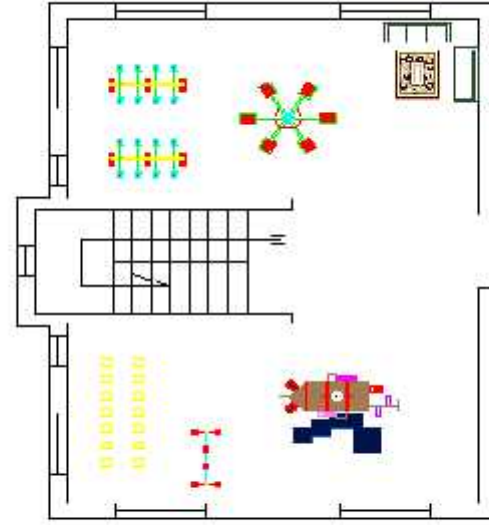
وتتماز بسهولة الحركة بين الفراغات
الشكل التالي يبين مسقط

اما الكتلة الثانية :
تحتوي كل طابق تين في كل شقة غرفة نوم رئيسية



Ground and first floor

للطابق الارضي للكتلة الثانية : (-)



second floor

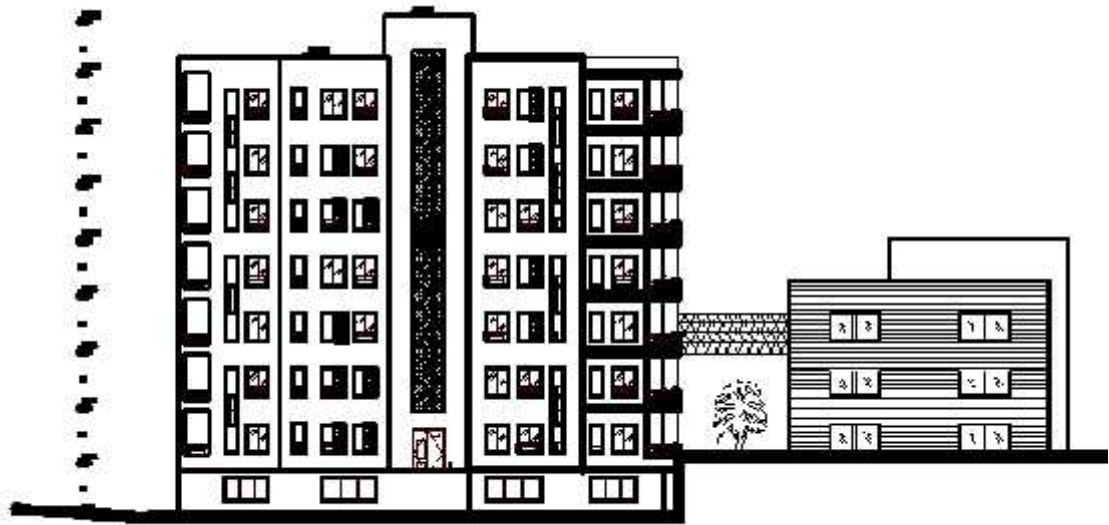
5.2 الواجهات

الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي ا
تظهر اختد ف الوظيفة التي تؤديها الفراغات و التي تعكسها الواجهة؛ و هذا يأتي من
الواجهة و التي تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ
ل المناسب و تفاوتها.

قته مع البيئة المحيطة بل أنها
نظام الفتحات التي تظهرها

1.5.2 الواجهة الشمالية الشرقية :

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمبنى و فيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى و ي
ف المناسب تبعاً للوظيفة التي تؤديها و يظهر تداخل الكتل الأفقية و الراسية الذي يعطي المنظر
عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في
الواجهة التراجعات للمبنى.

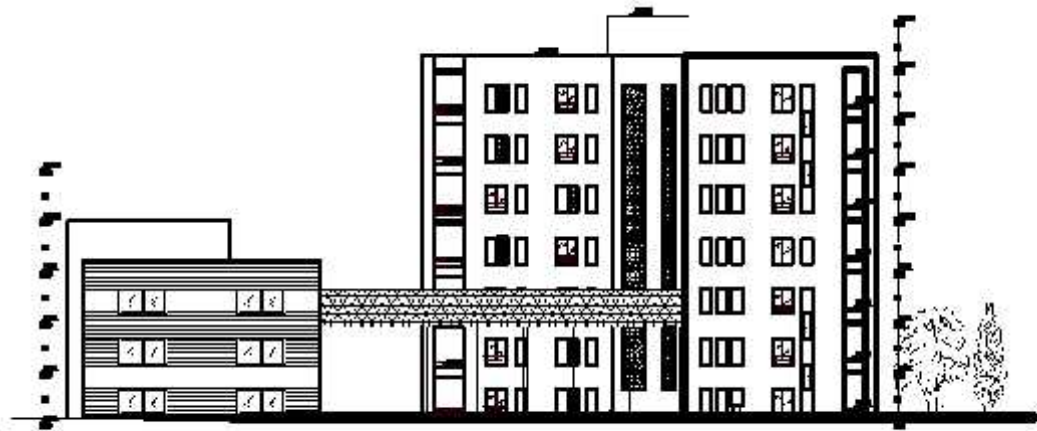


North East Elevation

(-) :الواجهة الشمالية الشرقية

2.5.2 الواجهة الجنوبية الغربية :

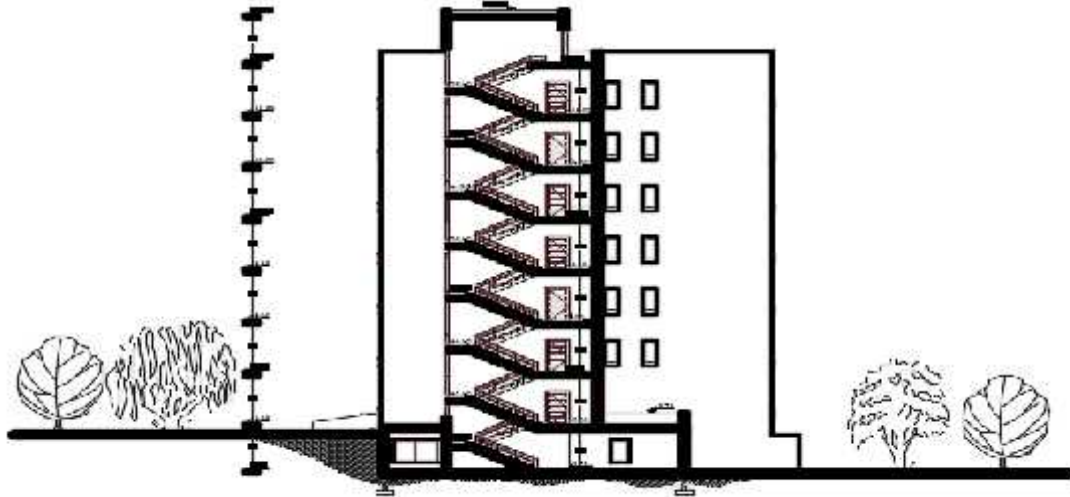
ي هذه الواجهة المناسبة تبعا للوظيفة التي تؤديها و يظهر تداخل الكتل الأفقية و الراسية الذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضال عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في الواجهة التراجعات للمبنى.



South West Elevation

(-) :الواجهة الجنوبية الغربية

الحركة داخل المبنى نفسه؛ فالحركة من خارج المبنى داخله تتم بشكل سلس وسهل نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى والمنسوب الداخلي. إذ يمكن وأحد هذه المداخل ممتد طابق التسوية وهناك مدخل خلفي لدخول السيارات طابق التسوية في الكتلة الأولى من المبنى، أما الكتلة الثانية فيوجد مدخل في الطابق الأول أفقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية بين الطوابق المختلفة باستخدام



Section A-A

A-A : (-)



Section B-B

B-B : (-)

3

1.3

2.3 هدف التصميم الإنشائي

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية

4.3 الإنشائية

1.3

التصميم الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع

و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع

بد من تطبيق و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع

التي تؤثر عليها، وبالتالي يجب وصف كافة العناصر وصفا للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره.

2.3 هدف التصميم الإنشائي

الخارجية من أحمال مبيتة وحية وأبضا أحمال بيئية من تأثير الزل والرياح والثلوج وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية :

- (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية الإجهاد عنها.
- (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حية المبنى للتشغيل (Serviceability): من حيث تجنب أي هبوط زا (Deflection) (Cracks)
- الجمالية للمنشأة.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به تمام عملية التحليل والتصميم حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المثين وا من وطريقة العمل المناسبة.

1.3.3 :

نشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل ا حمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشأة ومن هذه ا : حمال المبيتة حمال الحية حمال البيئية.

1.1.3.3 الميتة:

هي أحمال تتجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر نشائية والتجهيزات الثابتة فهي أحمال ثابتة.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

(KN/m ³)		
23		1
22		2
25		3
10		4
22		5
17		6

الميتة (1-3):

2.1.3.3 الأحمال الحية:

وهي أحمال التي تتعرض لها البنية وهي تشمل

1-:

2- حمال الديناميكية جبهة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة

3. والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت كائنات البيوت جبهة واستاتيكية غير جبهة والمعدات.

(KN/m ²)		
4	مواقف السيارات	1
3		2
4		3
4		4
5		5
2		6
5	المستشفيات	7

حية (2-3):

3.1.3.3 الأحمال البيئية:

هي النوع الثالث من التي يجب أخذها بعين عند التصميم وهذه :

1.3.1.3.3 الرياح:

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد وتقاس بالكيلو نيوتن (KN/m^2) وتحدد أحمال الرياح والموقع من حيث

2.3.1.3.3 :

هي التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج عليها ويمكن تقييم أحمال

:

• ميلان

(H)	(KN/m ²)
H<250	0
250<H<500	(H-250)/1000
500<H<1500	(H-400)/400
1500<H<2500	(H-812.5)/250

(3-3):

3.3.1.3.3 :

من أهم البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سد تعرضه لمثل هذه التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته ويتم تحديد أحمال (UBC97).

4.3 الإنشائية

1.4.3 :

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية من العقدات الخرسانية توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة منها ما يلي:

1. (Solid Slab) :

الاتجاهين

2- (Ribbed Slabs) :

لاتجاهين

3- (Flat Slabs) :

وهي عقدات تستخدم لنقل الرأسية والأفقية أنواع من العقدات في مشروعا ومنها العقدات المصممة ذات نوعها. حيث تم استخدام عدة

2.4.3 :

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل مخفية داخل العقدات (Dropped Beams) وهي التي تبرز عن العقدة من وهي نوعين)

3.4.3 :

العضو الرئيس في نقل وذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري متنوعة من حيث المقطع وطريقة .

4.4.3 () :

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأفقية مثل قوى الرياح (wall shear) وهذه الجدران تسطح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من

كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية وسوف يتم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتمثل الجدران الحاملة بجدران بيتية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ ويجب توفرها في الاتجاهين تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن هذه الجدران كافية لمنع أو تقليد الأفقية.

5.4.3 :

هي أول ما يبدأ تنفيذها عند بناء المنشأ أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية حيث تقوم أنواع كما يلي 1-:

1-

2-

3- أساسات شريطية.

4-

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

6.4.3 :

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم الرأسي بين المستويات المختلفة المناسب وتم استخدامها في مشروعنا

7.4.3 :

1.7.4.3 (Expansions Joints)

الأفقية الكبيرة أو ذات هبوط وقد تكون الفواصل للغرضين معا. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية. ويمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي

- لة كما هو الحال في فلسطين .
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط بعين تأثير عوامل
- وكما يجب أن يقل عرض الفاصل عن ()

2.7.4.3 الفواصل الإنشائية (Construction Joint):

يتم عمل الفواصل الإنشائية بين كتلتين لمبنى واحد بحيث تكونان مختلفتين منسوب التأسيس و لمنع تأثير الهبوط نتيجة لطول المبنى وامتداده وبسبب تغير نوع التربة ()

حيث انه يتم فصل القواعد والأرضيات ف ويستخدم أيضا عند صب نشاط أو عضو معين في المبنى الواحد على فترات زمنية مختلفة وعدم صبه في وقت واحد.

CHAPTER4

4-1 DESIGN OF STRUCTURAL MEMBERS

4-2 Design Method and Requirements.

4-3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-4 Design of Topping.

4-5 Design of One Way Rib Slab.

4.6 Design of Beam.

4.7 Design of Column.

4.8 Design of stair.

4.9 Design of Basement Wall.

4.10 Design of isolated footing.

4-1 Introduction

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into: -

♣	Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m ³ .
♣	Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m ³ .
♣	Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m ³ .

4-2 Design Method and Requirements

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_08)**.

✓ **Strength design method: -**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,

Strength provided strength required to carry factored loads.

NOTE: -

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

• **Code: -**

ACI 2008

UBC

• **Material: -**

Concrete: -B300

$f_c' = 30N / mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($f_c' = 30 * 0.8 = 24MPa$).

Reinforcement steel: -

The specified yield strength of the reinforcement $\{f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}\}$.

✓ **Factored loads: -**

The factored loads for members in our project are determined by: -

$$W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L \text{ ACI-code-318-08(9.2.1)}$$

4.3 Check of minimum thickness of structural member :

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

Table (4.1): Check of minimum thickness of structural members

For rib :

$h_{\min} = L / 18.5 = 3.90 / 18.5 = 21.1 \text{ cm}$ " One end continuous "

$h_{\min} = L / 21 = 4.15 / 21 = 19.8 \text{ cm}$ " Both ends continuous "

$h_{\min} = L / 8 = 2.0 / 8 = 25 \text{ cm}$ " Cantilever "

For beam :

$h_{\min} = L / 18.5 = 6.33 / 18.5 = 34.2 \text{ cm}$ " One end continuous "

$h_{\min} = L / 21 = 4.30 / 21 = 20.5 \text{ cm}$ " Both ends continuous "

$h_{\min} = L / 8 = 1.10 / 8 = 13.8 \text{ cm}$ " ends continuous "

select $h = 32 \text{ cm}$ with 24 cm block and 8 topping .

4.4 Design of topping:

✓ **Statically system for topping :**

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs.

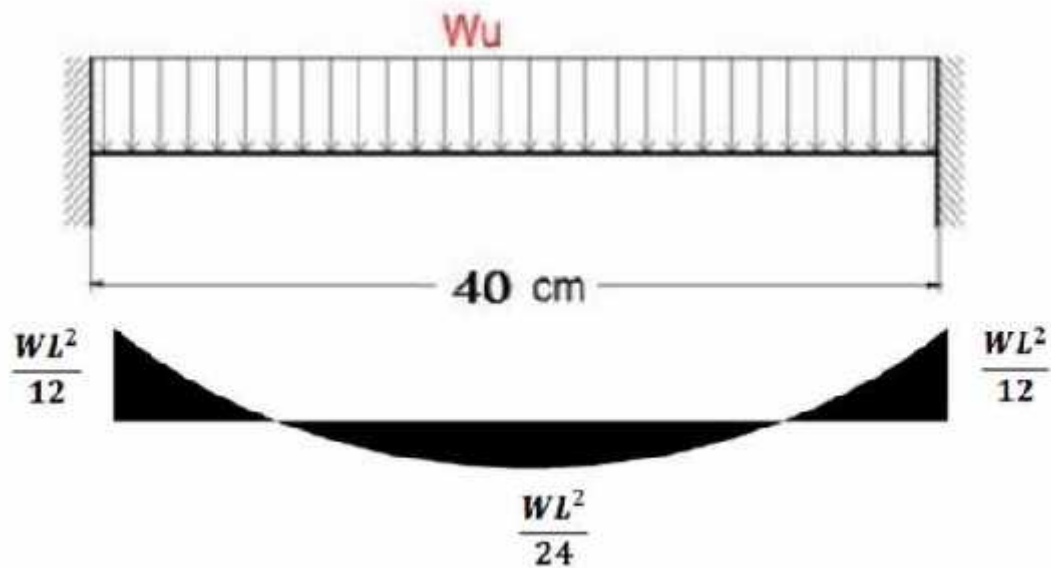


Fig 4.1: topping load and moment diagram.

For the topping , the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

No.	Parts of Rib	D.L= $\gamma \cdot h \cdot l$
1	Tiles	$0.03 \cdot 23 = 0.69 \text{ KN/m}$
2	Mortar	$0.03 \cdot 22 = 0.66 \text{ KN/m}$
3	Coarse Sand	$0.07 \cdot 17 = 1.19 \text{ KN/m}$
4	Topping	$0.08 \cdot 25 = 2 \text{ KN/m}$
5	Partitions	$2.3 \cdot 1 = 2.3 \text{ KN/m}$
Sum = 6.84KN/m		

Table (4 – 2) Dead load calculation for topping.

Design of topping for ribbed slab as a plain concrete section :-

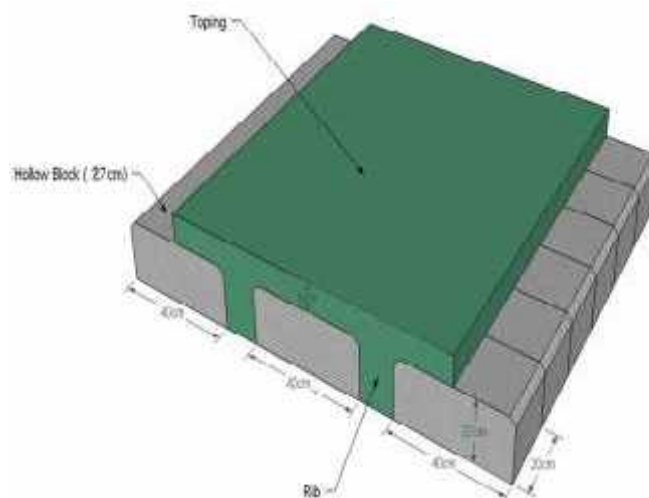


Fig. (4-2) : Topping of one way rib slab

Nominal total dead load = 6.84 KN/m.

Nominal total live load = 2*1=2 KN/m.

$W_u = 1.2 \times D + 1.6 \times L = 1.2 \times 6.84 + 1.6 \times 2 = 11.41$ KN (total factored load).

$$M_u = \frac{W_u L^2}{12}$$
$$= \frac{11.41 \times 0.4^2}{12}$$

= 0.152 KN.m/m of strip width

$M_n \leq M_u$ strength condition, where $\phi = 0.55$ for plain concrete

$$M_n = 0.42 \phi \bar{f}_c S_m$$

S_m for rectangular section of the slab: Where

$$S_m = \frac{bh^2}{6}$$
$$= \frac{1000 \times 80^2}{6}$$
$$= 1066666.667 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 0.42 \times 1 \times \frac{24}{24} \times 1066666.667 \times 10^{-6}$$

= 2.20 KN.m

$$M_n = 0.55 \times 2.2 = 1.21 \text{ KN.m} > 0.152 \text{ KN.m}$$

No Reinforcement is required by analysis. According to ACI 10.5.4.

Provide $A_{s_{min}}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

According to ACI 7.12.2.1 shrinkage = 0.0018.

$$A_s = b t = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m strip.}$$

Use $\square 8$ with $A_s = 50.27 \text{ mm}^2$

$$\text{Bars numbers } n = \frac{A_s}{A_s \text{ 8}} = \frac{144}{50.27} = 2.87$$

Take 3 $\square 8$ /m with $A_s = 150.8 \text{ mm}^2/\text{m strip.}$

Spacing $100/3 = 33.3 \text{ cm}$

S should be smaller than :

$$3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm. 1.}$$

$$450 \text{ mm. 2.}$$

$$380 \times (280/f_s) - 2.5C_c = 300(280/f_s) \text{ 3.}$$

$$f_s = 2f_y/3 = 2 \times 420/3 = 280 \text{ MPa.}$$

$$C_c \text{ (Concrete cover)} = 20 \text{ mm.}$$

$$\text{So } S = 380 \times (280/280) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm.}$$

$$S = 300(280/280) = 300 \text{ mm.}$$

$$\text{SO } S_{\text{max}} = 240 \text{ mm.}$$

Then take $\square 8$ at 20 cm in both direction. $S = 200 \text{ mm} < 240 \text{ mm}$ so OK.

4.5) Design Of Rib(2) :

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

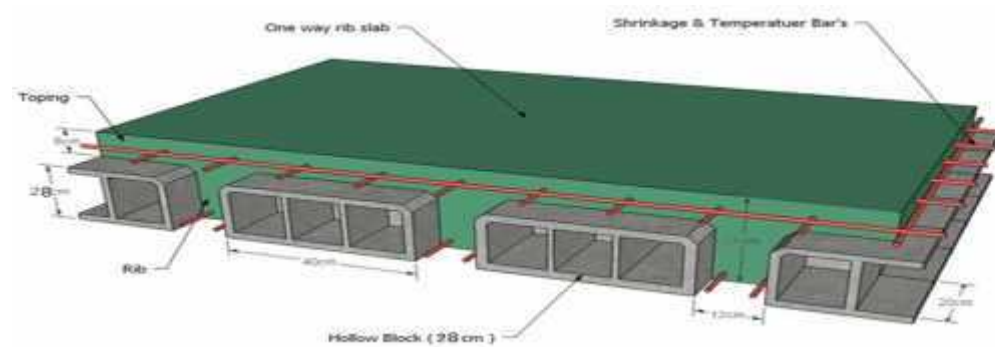


Fig. (4-3) : One way rib slab

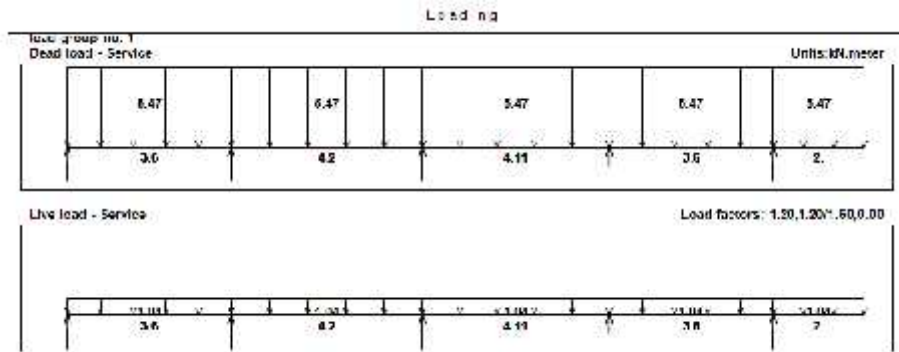


Fig 4.4: Dead and Live load in the Rib(2) .

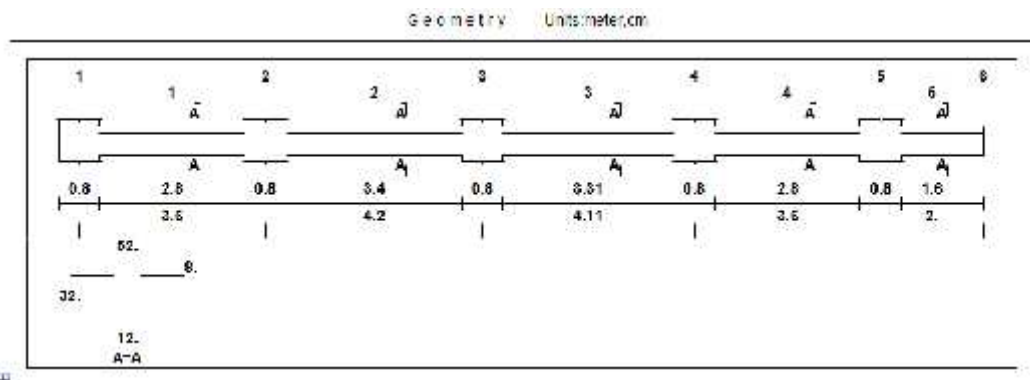


Fig 4.5: Geometry of Rib(2) and it's dimension.

Reactions					
Factored					
DeadR	9.04	28.38	28.09	22.67	25.76
LiveR	2.75	7.75	8.17	7.78	7.19
Max R	11.78	36.13	36.26	30.43	33.94
Min R	8.68	31.62	30.91	24.6	28.93
Service					
DeadR	7.53	23.85	23.41	18.8	22.29
LiveR	1.72	4.84	5.1	4.85	4.5
Max R	9.26	28.49	28.62	23.76	25.79
Min R	7.24	26.61	26.17	20.03	23.66

Fig 4.6 : Reactions of Rib(2) (live and dead).

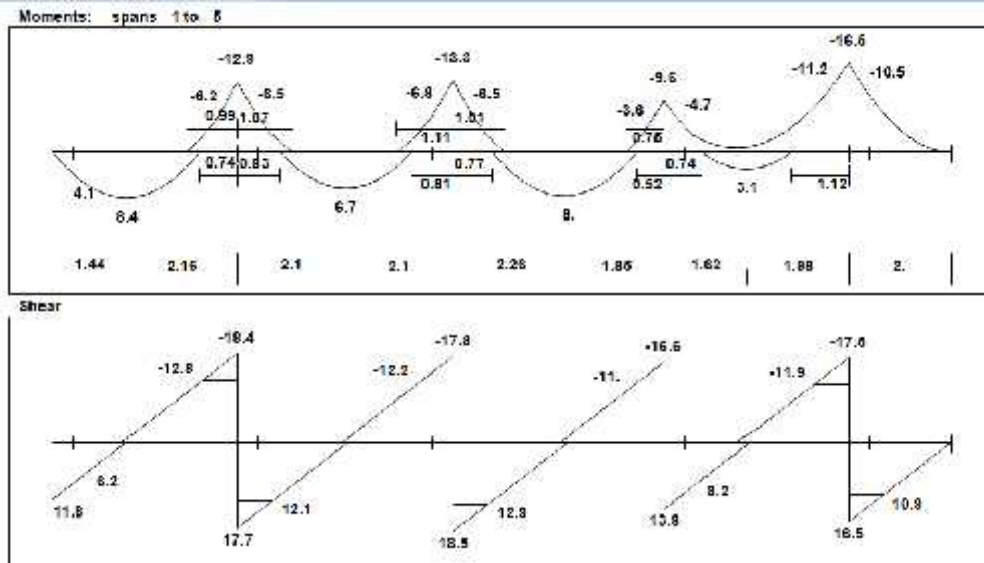


Fig 4.7 : Moment and Shear diagram of Rib(2) .

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

No.	Material	Quality Density KN/m ³	Calculation
1	Tile	23	$0.52 \times 0.03 \times 23 = 0.359$
2	Mortar	22	$0.52 \times 0.03 \times 22 = 0.343$
3	Sand	17	$0.52 \times 0.07 \times 17 = 0.619$
4	Topping	25	$0.52 \times 0.08 \times 25 = 1.04$
5	Rib	25	$0.24 \times 0.12 \times 25 = 0.72$
6	Block	10	$0.4 \times 0.24 \times 10 = 0.96$
7	Plaster	22	$0.52 \times 0.02 \times 22 = 0.2288$
8	Partitions	2.3	$2.3 \times 0.52 = 1.196$
=	5.47	KN/m/rib	

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

dead load = 5.47 KN/m.

live load = $2 \times 0.52 = 1.04$ KN/m

$W_u = 1.2 \times D + 1.6 \times L = 1.2 \times 5.47 + 1.6 \times 1.04 = 8.2$ KN/m (total factored load)

Effective Flange Width ($E b$):-ACI-318-11 (8.10.2)

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

$$1-b_e = L (\text{smallest clear span}) / 4 = 280 / 4 = 70\text{cm}$$

$$2-b_e = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$3-b_e \leq \text{center to center spacing between adjacent beams} = 20+20+12=52\text{cm}$$

For T-section $b_e = 52\text{cm}$.

Design of Rib (2):-

✓ **Moment Design for (R 2):-**

Design of Positive Moment:

4.5.1 Design of Positive Moment : ($M_u=8.4\text{KN.m}$).

Assume bar diameter ϕ 10 for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d \text{ stirrups} - db/2 = 320 - 20 - 10 - 10/2 = 285 \text{ mm}$$

Check if $a > h_f$ to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

$$\begin{aligned} M_{nf} &= 0.85 * f_c * b * h_f (d - h_f/2) \\ &= 0.85 * 24 * 520 * 80 (285 - 80/2) * 10^{-6} \\ &= 207.9\text{kN.m} \end{aligned}$$

$$M_{nf} = 207.9\text{KN.m} \gg M_u / \phi = 8.4/0.9 = 9.33 \text{ KN.m}$$

So $a > h_f$, then the section will be designed as rectangular section with $b_e = 520 \text{ mm}$.

$$R_n = M_u / (\phi b d^2) = 8.4 * 10^6 / (0.9 * 520 * 285^2) = 0.221 \text{ Mpa.}$$

$$m = f_y / (0.85 * f_c) = 420 / (0.85 * 24) = 20.59.$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.221 * 20.59}{420}} \right) = 0.000529$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.000529 * 520 * 285 = 78.41 \text{ mm}^2$$

Check of $A_{s_{min}}$:

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{f_c}{f_y} b_w d \quad \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{24}{420} 120 * 285 = 99.73 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{420} * 120 * 285 = 114 \text{ mm}^2. \text{ Control.}$$

So $A_{s_{min}} = 114 \text{ mm}^2 > A_s = 78.41 \text{ mm}^2$ then use $A_{s_{min}}$.

No. of bars = $A_{s_{min}} / A_s$ of $\square 10 = 114 / (\pi / 4 * 10^2) = 1.45$

So use 2 $\square 10$ with $A_s = 2 * \pi / 4 * 10^2 = 157.1 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 114 \text{ mm}^2$. OK

Check of strain :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{157.1 * 420}{0.85 * 24 * 520} = 6.22 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 * (f_c' - 28) = 0.85$$

$$c = a / \beta_1 = 6.22 / 0.85 = 7.317 \text{ mm}$$

$$\rho_s = 0.003 * ((d - c) / c) = 0.003 * ((285 - 7.317) / 7.317) = .11385 > 0.005 \quad \text{OK}$$

Usually, on reinforcement less than 2 $\square 10$ can be used . So, so for all spans with positive moment equal or less than $M_u = 8.4 \text{ KN.m}$,use 2 $\square 10$ for each rib span.

Design of Negative Moment:-

4.5.4 Design of Negative Moment : (Mu=-11.2 KN.m)

Maximum negative moment at the face of support $M_u = 11.2 \text{ KN.m}$

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - db/2 = 320 - 20 - 10 - 10/2 = 285 \text{ mm}$$

According to ACI 8.9.3 – for beams built integrally with supports , design on the basis of moments at faces of support shall be permitted.

The maximum negative moment at the face of support $M_u = 11.2 \text{ KN.m}$.

$$R_n = M_u / (b d^2) = 11.2 * 10^6 / (0.9 * 120 * 285^2) = 1.277 \text{ Mpa.}$$

$$m = f_y / (0.85 * f_c') = 420 / (0.85 * 24) = 20.59.$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.277 * 20.59}{420}} \right) = 0.003142$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.003142 * 120 * 285 = 107.46 \text{ mm}^2$$

Check of $A_{s_{min}}$:

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{f_c'}{f_y} b w . d \quad \frac{1.4}{f_y} b w . d$$

$$A_{s_{min}} = 0.25 \frac{24}{420} 120 * 285 = 99.73 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{420} * 120 * 285 = 114 \text{ mm}^2. \text{ Control.}$$

So $A_{s_{min}} = 114 \text{ mm}^2 > A_s = 107.46 \text{ mm}^2$ then use $A_{s_{min}}$.

$$\text{No. of bars} = A_{s_{min}} / A_s \text{ of } \square 12 = 114 / (\pi / 4 * 12^2) = 1.008$$

So use 2 $\square 12$ with $A_s = 2 * \pi / 4 * 12^2 = 226.08 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 114 \text{ mm}^2$. OK

Check of strain :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{157.1 * 420}{0.85 * 24 * 120} = 26.95 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 * (f_c' - 28) = 0.85$$

$$c = a / \beta_1 = 26.95 / 0.85 = 31.71 \text{ mm}$$

$$\rho_s = 0.003 * ((d - c) / c) = 0.003 * ((285 - 31.71) / 31.71) = 0.024 > 0.005 \quad \text{OK}$$

for all spans with negative moment equal or less than $M_u = 11.2 \text{ KN.m}$, use 2 $\square 12$ for each rib span.

✓ Shear Design for (R 2):-

The maximum shear force at the distance d from the face of support $V_u = 12.9 \text{ KN}$.

Shear strength, V_c , provided by concrete for the ribs may be taken 10% greater than that for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and the closely spaced ribs (ACI Code, Section 8.13.8).

$$V_n = V_u /$$

$$V_c = 1.1 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b_w * d = 1.1 * \frac{1}{6} * 1 * \sqrt{24} * 120 * 285 * 10^{-3} = 30.72 \text{ KN.}$$

$$V_c = 0.75 * 30.72 = 23.04 \text{ KN.}$$

$$0.5 V_c = 23.04 / 2 = 11.52 \text{ KN} \leq V_u = 12.9 \text{ KN} \leq V_c = 23.04 \text{ KN.}$$

Minimum shear reinforcement is required except for concrete joist construction. So, no shear reinforcement is provided.

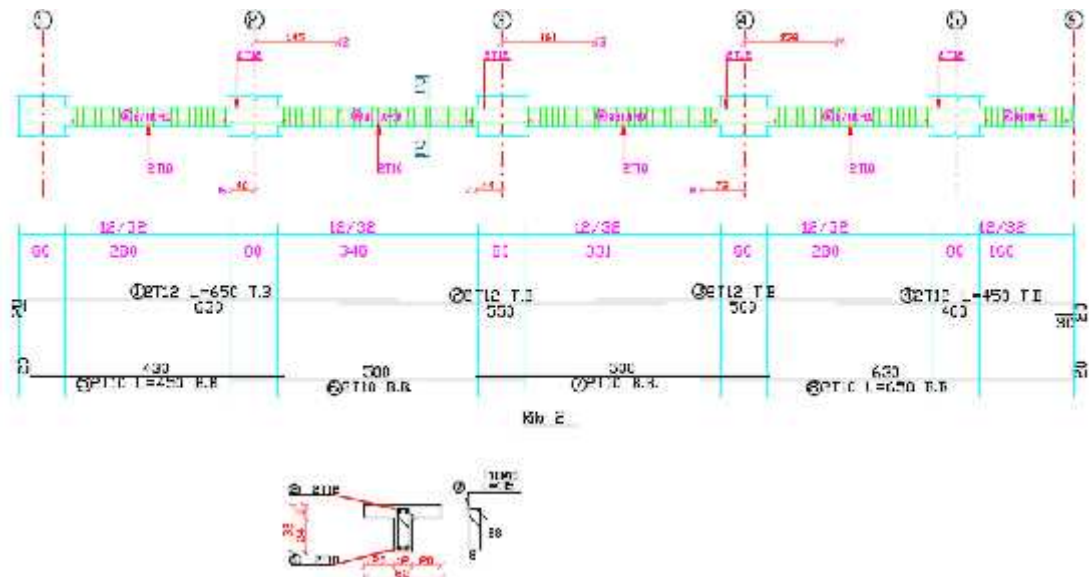


Fig.4.8:Reinforcement of rib2

4.6 Design of Beam (G-2) :

Material :-

concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

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

By using ATIR program we get the envelope moment and shear force diagram as the follows:

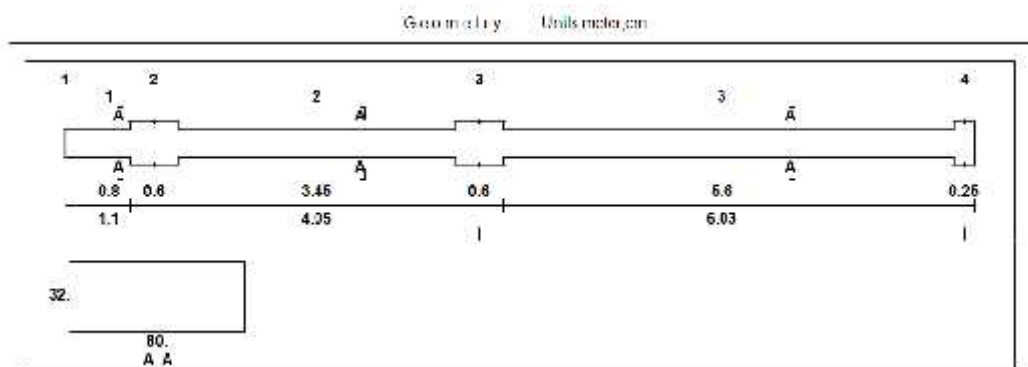


Fig. (4-9) : Beam geometry.

Load on beam :-

Load of this beam come from reaction of Rib 1 & Rib2 as following :

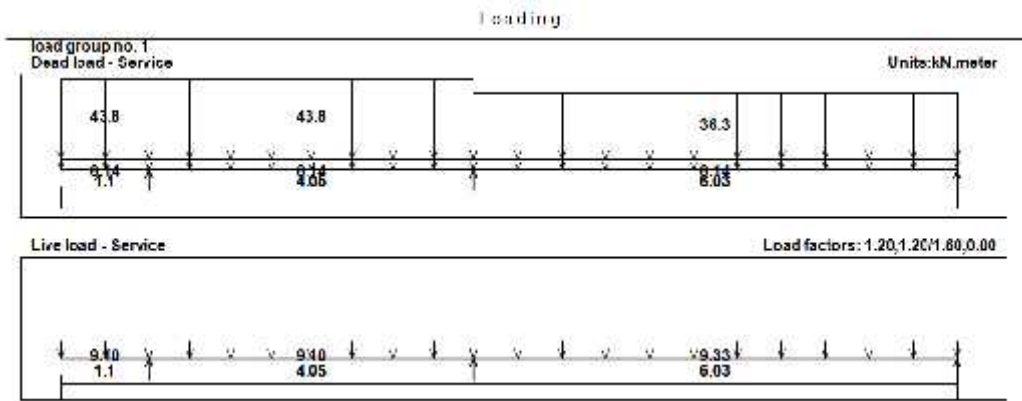


Fig. (4-10) : Load on the beam.

» Self-weight of beam = $(0.32 \times 0.8) \times 25 = 6.4 \text{ KN/m}$

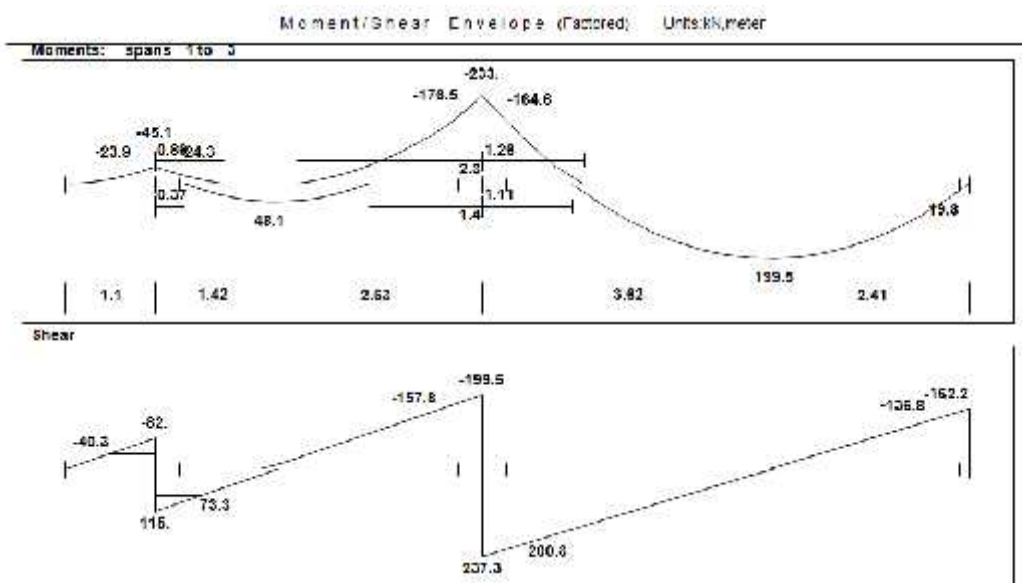


Figure (4-11) :Moment & Shear Diagram in beam.

✓ **Load Calculations:-**

Load Calculations for Beam(B G-2):-

The distributed Dead and Live loads acting upon BG-2 can be defined from the support reactions

R1 and R2.

From Rib1

The maximum support reaction from Dead Loads for R1 upon BG-2 is 27.34KN.

The distribution dead load from the rib1 on beam G-2.

$$W_{DL \text{ from rib1}} = 27.34/0.52 = 52.6 \text{ KN/m.}$$

Own weight of the beam and the weight of the floor layers within the beam width can be calculated as shown:

Material	Quality Density KN/m ³	Calculation
Tile	23	$0.8 \times 0.03 \times 23 = 0.552$
Mortar	22	$0.8 \times 0.03 \times 22 = 0.528$
Coarse Sand	17	$0.8 \times 0.07 \times 17 = 0.952$
RC Beam	25	$0.8 \times 0.32 \times 25 = 6.4$
Plaster	22	$0.8 \times 0.03 \times 22 = 0.528$
Partitions	2.3	$2.3 \times 0.8 = 1.84$
	KN/m	10.8

Table(4-4): calculation of own weight of the beam and the weight of floor layers.

$$W_{DL(\text{total factored dead load})} = 52.6 + 10.8 * 1.2 = 65.56 \text{KN/m.}$$

$$W_{LL(\text{from rib 1})} = 7.57 / 6.4 = 18.93 \text{KN/m.}$$

LL within the beam width (b=0.8m) can be calculated :

$$2 * 0.8 = 1.6 \text{KN/m.}$$

$$W_{L.L(\text{Total factored live load})} = 14.56 + 1.6 * 1.6 = 17.12 \text{KN/m.}$$

From Rib2

The maximum support reaction from Dead Loads for R1 upon B24 is 20.81Kn.

The distribution dead load from the rib1 on beam G-2.

$$W_{DL \text{ from rib2}} = 22.67 / 0.52 = 43.6 \text{KN/m.}$$

$$W_{DL(\text{total factored dead load})} = 43.6 + 10.8 * 1.2 = 65.56 \text{KN/m.}$$

$$W_{LL(\text{from rib 2})} = 7.76 / 0.52 = 14.92 \text{KN/m.}$$

LL within the beam width (b=0.8m) can be calculated :

$$2 * 0.8 = 1.6 \text{KN/m.}$$

$$W_{L.L(\text{Total factored live load})} = 14.92 + 1.6 * 1.6 = 17.48 \text{KN/m.}$$

Design of Beam G2 for flexure :

Assume bar diameter 18 for main positive Reinforcement

$$d=320-40-10-18/2=261\text{mm.}$$

Design For Negative moment :

$$\text{Mu.max}=-176.5\text{KN/m.}$$

=0.9 for flexure as tension controlled section

Assume $\rho = 0.4 \rho_b$

$$m=20.59$$

$$\beta_1=0.85-0.007(fc-28)$$

$$\beta_1=0.85$$

$$\rho_b=0.85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \beta_1 \left(\frac{600}{600+f_y} \right)$$

$$=0.85(24h/420) \cdot (0.85) \cdot \left(\frac{600}{600+420} \right)$$

$$=0.0242857$$

$$\rho_b = 0.4 \rho_b = 0.4 \cdot 0.0242857 = 0.009714$$

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

$$R_n = 0.009714 \cdot 420 \cdot \left(1 - \frac{0.009714 \cdot 20.59}{2} \right)$$

$$R_n = 3.672 \text{Mpa.}$$

$$bd^2 = \frac{Mu}{\phi R_n}$$

$$= 176.5 \cdot 10^6 / (0.9 \cdot 3.672) = b \cdot (261)^2$$

$$b = 784.03 \text{mm}$$

use **b=800mm.**

check whether the section will be act as singly or doubly reinforcement section:

maximum nominal moment strength from strain condition $\epsilon_s = 0.004$

$$c = 3 \cdot d / 7 = 3 \cdot 261 / 7 = 111.86 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.85 \cdot 111.86 = 95.08 \text{ mm}$$

$$Mn_{\max} = 0.85f_c ab(d - a/2) = 0.85 \cdot 24 \cdot 95.08 \cdot 800(261 - 95.08/2) \cdot 10^{-6}$$

$$= 331.23 \text{ KN.m}$$

$$= 0.82$$

$$Mu = 176.5 \text{ KN.m} \quad Mn = 0.82 \cdot 331.23 = 271.6 \text{ KN.m}$$

Design the section as singly reinforcement concrete section.

$$d = 261 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = (176.5 \cdot 10^6) / (0.9 \cdot 800 \cdot 261^2) = 3.5 \text{ Mpa.}$$

$$m = 20.54$$

$$= (1/m) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mR_n}{f_y} \right)} \right)$$

$$= (1/20.54) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 20.54 \cdot 3.5}{420} \right)} \right)$$

$$= 0.0095$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0095 \cdot 800 \cdot 261 = 1983.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{f_c'}{f_y} b_w d = (1.4/f_y) \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 800 \cdot 261 = 608.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = (1.4/420) \cdot 800 \cdot 261 = 696 \text{ mm}^2 \quad \text{control}$$

$$A_s > A_{s,\min} \quad \text{OK}$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{A_s}{A_s \text{ of } \Phi 18}$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{1983.6}{18 \cdot 18 / 4} = 7.8$$

$$\text{Use } 8 \text{ } 18 \text{ in one layer with } A_s = 2035.8 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{req}} = 1983.6 \text{ mm}^2$$

Check for strain:

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c' \cdot b)$$

$$a = 2035.8 \cdot 420 / (0.85 \cdot 24 \cdot 800) = 52.39 \text{ mm}$$

$$c = a / \beta = 52.39 / 0.85 = 61.64 \text{ mm}$$

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

$$= 0.003 \left(\frac{261 - 61.64}{61.64} \right)$$

$$= 0.0097 > 0.005 \quad \text{OK}$$

Check for placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \cdot 2 - 10 \cdot 2 - 8 \cdot 18}{7}$$

$$= 79.4 \text{ mm} > d_b = 18 \text{ mm}$$

$$> 25 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Design for $M_u = -23.9 \text{ KN.m}$.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = (23.9 \cdot 10^6) / (0.9 \cdot 800 \cdot 261^2) = 0.49 \text{ Mpa.}$$

$$m = 20.54$$

$$= (1/m) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2mR_n}{f_y} \right)} \right)$$

$$= (1/20.54) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot 20.54 \cdot 0.49}{420} \right)} \right)$$

$$= 0.00118$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00118 \cdot 800 \cdot 261 = 246.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{min.}} = 0.25 \frac{f_c'}{f_y} b \cdot d \quad (1.4/f_y) \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s,\text{min.}} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 800 \cdot 261 = 608.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = (1.4/420) * 800 * 261 = 696 \text{mm}^2 \quad \text{control}$$

$$A_{s,\min} > A_s$$

$$\text{Use } A_{s,\min} = 696 \text{mm}^2$$

Use 16

$$\# \text{ of bars} = \frac{A_{s,\min}}{A_s \text{ of } \Phi 16}$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{696}{16 * 16 / 4} = 3.46$$

$$\text{Use 4 } 16 \text{ with } A_s = 804.2 \text{mm}^2 > A_{s,\text{req}} = 696 \text{mm}^2$$

Check for strain:

$$a = A_s * f_y / (0.85 * f_c' * b)$$

$$a = 804.2 * 420 / (0.85 * 24 * 800) = 20.7 \text{mm}$$

$$c = a / \beta = 20.7 / 0.85 = 24.35 \text{mm}$$

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

$$= 0.003 \left(\frac{261 - 24.35}{24.35} \right)$$

$$= 0.0291 > 0.005 \quad \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 4 * 16}{3}$$

$$= 212 \text{mm} > d_b = 16 \text{mm}$$

$$> 25 \text{mm}$$

OK

Design for positive moment:

1) design for $M_u = +199.5 \text{KN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = (199.5 * 10^6) / (0.9 * 800 * 261^2) = 4.07 \text{Mpa.}$$

$$m = 20.54$$

$$=(1/m) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn_s}{f_y}})$$

$$=(1/20.59) * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 4.07}{420}})$$

$$=0.01092$$

$$A_s = .b.d = 0.01092 * 800 * 261 = 2279.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{min.}} = 0.25 \frac{f_c'}{f_y} b_w d = (1.4/f_y) \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s,\text{min.}} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 800 \cdot 261 = 608.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{min.}} = (1.4/420) * 800 * 261 = 696 \text{ mm}^2 \quad \text{control}$$

$$A_s > A_{s,\text{min.}}$$

Use 20

$$\# \text{ of bars} = \frac{A_s}{A_s \text{ of } \Phi 20}$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{2279.6}{20 * 20 / 4} = 7.3$$

Use 10 20 with $A_s = 3141.6 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{req}} = 2279.6 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$a = A_s * f_y / (0.85 * f_c * b)$$

$$a = 3141.6 * 420 / (0.85 * 24 * 800) = 80.85 \text{ mm}$$

$$c = a / \beta = 80.85 / 0.85 = 95.12 \text{ mm}$$

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

$$= 0.003 \left(\frac{261 - 95.12}{95.12} \right)$$

$$= 0.00523 > 0.005 \quad \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 * 2 - 10 * 2 - 10 * 2}{9}$$

$$=55.6\text{mm} > d_b=20\text{mm}$$

$$>25\text{mm} \quad \text{OK}$$

At end support top reinforcement = $A_{s_{\text{positive}}}/3$

$$= 2279.6/3 = 759.87\text{mm}^2 \quad A_{s_{\text{min}}}$$

Use 20

$$\# \text{ of bars} = \frac{A_s}{A_s \text{ of } \Phi 20}$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{759.87}{18 \cdot 18/4} = 3$$

Use 4 18 with $A_s = 1017.88\text{mm}^2 > A_{s,\text{req}} = 759.87\text{mm}^2$

Check for strain:

$$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_c \cdot b)$$

$$a = 1017.88 \cdot 420 / (0.85 \cdot 24 \cdot 800) = 26.2\text{mm}$$

$$c = a / \beta = 26.2 / 0.85 = 30.82\text{mm}$$

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

$$= 0.003 \left(\frac{261 - 30.82}{30.82} \right)$$

$$= 0.0224 > 0.005 \quad \text{OK}$$

Check for bar placement:

$$S_b = \frac{800 - 40 \cdot 2 - 10 \cdot 2 - 4 \cdot 18}{3}$$

$$= 209.3\text{mm} > d_b = 20\text{mm}$$

$$>25\text{mm} \quad \text{OK}$$

2) design for $M_u = +48.1\text{KN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = (48.1 \cdot 10^6) / (0.9 \cdot 800 \cdot 261^2) = 0.981\text{Mpa.}$$

$$m = 20.54$$

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

$$=(1/20.59) * (1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 * 20.59 * 0.981}{420}\right)})$$

$$=0.002395$$

$$A_s = .b.d = 0.002395 * 800 * 261 = 500.02 \text{mm}^2$$

$$A_{s,\text{min.}} = 0.25 \frac{\bar{f}_c}{f_y} b_w d = (1.4/f_y) \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{s,\text{min.}} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 800 \cdot 261 = 608.9 \text{mm}^2$$

$$A_{s,\text{min.}} = (1.4/420) * 800 * 261 = 696 \text{mm}^2 \quad \text{control}$$

$$A_{s,\text{min.}} > A_s$$

$$\text{Use } A_{s,\text{min.}} = 696 \text{mm}^2$$

Use 18

$$\# \text{ of bars} = \frac{A_{s,\text{min.}}}{A_s \text{ of } \Phi 18}$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{696}{18 * 18 / 4} = 2.7$$

$$\text{Use 4 } 18 \text{ with } A_s = 1017.88 \text{mm}^2 > A_{s,\text{req}} = 696 \text{mm}^2$$

Check for strain:

$$a = (A_s * f_y) / (0.85 * f_c * b)$$

$$a = 1017.88 * 420 / (0.85 * 24 * 800) = 26.2 \text{mm}$$

$$c = a / \beta = 26.2 / 0.85 = 30.82 \text{mm}$$

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

$$= 0.003 \left(\frac{261 - 30.82}{30.82} \right)$$

$$= 0.022 > 0.005 \quad \text{OK}$$

Design of Beam G2 for shear:

Critical section at distance $d=261\text{mm}$ from the face of support.

$$V_{u,\max}=200.3\text{KN.}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \lambda \overline{f_c'} b_w \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} (1) \overline{24} 800 \cdot 261 \cdot 10^{-3} = 170.49\text{KN.}$$

Check for section dimensions:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{200.3}{0.75} - 170.49 = 96.58 \text{ KN.}$$

$$V_{s,\max} = (2/3) * \overline{f_c'} * b_w * d$$

$$V_{s,\max} = (2/3) * \overline{24} * 800 * 261 * 10^{-3} = 681.94\text{KN.}$$

$$V_{s,\max} = 681.94\text{KN} > V_s = 96.58\text{KN}$$

The section large enough.

Find the maximum stirrups spacing:

If $V_s < V_s' = (1/3) \overline{f_c'} b_w \cdot d$ then the $S_{\max} = < d/2$ or $S_{\max} = < 600\text{mm}$.

$$V_s' = (1/3) \overline{24} * 800 * 261 * 10^{-3} = 340.97\text{KN.}$$

$V_s = 96.58\text{KN} < V_s' = 340.97\text{KN}$ then

$$S_{\max} = 600\text{mm}$$

$$S_{\max} = d/2 = 261/2 = 130.5\text{mm.} \quad \text{control}$$

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

$$A_{v,\min} = (1/16) \overline{f_c'} \frac{b_w \cdot S}{f_{yt}}$$

But not less than

$$A_{v,\min} = (1/3) \frac{b_w \cdot S}{f_{yt}} \quad \text{control}$$

$$\left(\frac{1}{16} \bar{f}_c' = \frac{5}{16} < \frac{1}{3}\right)$$

$$V_{s,\min} = \frac{1}{16} \bar{f}_c' b_w d$$

$$V_{s,\min} = \frac{1}{16} \bar{24} * 800 * 261 * 10^{-3} = 63.93 \text{ KN.}$$

$$V_{s,\min} = \frac{1}{3} b_w d$$

$$V_{s,\min} = \frac{1}{3} * 800 * 261 * 10^{-3} = 69.6 \text{ KN.} \quad \text{control}$$

$$V_c < V_u \quad (V_c + V_{s,\min})$$

$$0.75 * 170.49 = 127.87 \text{ KN} < V_u = 200.3 \text{ KN} \quad \text{but not less than } 0.75(170.49 + 69.6) = 180.07 \text{ KN.}$$

Case IV

$$(V_c + V_{s,\min}) < V_u \quad (V_c + V_s')$$

$$(V_c + V_s') = 0.75(170.49 + 340.97) = 383.6 \text{ KN} \quad V_u$$

Compute the stirrups spacing required to resist the shear forces :

Use two legs stirrups 10 with $A_v = 2 * \frac{100}{4} = 157.1 \text{ mm}^2$.

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} d}$$

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s}$$

$$s = \frac{157.1 * 420 * 261}{96.58 * 10^3} = 178.3 \text{ mm}$$

Take two legs stirrups 10 at $100 \text{ mm} < S_{\max} = 130.5 \text{ mm}$.

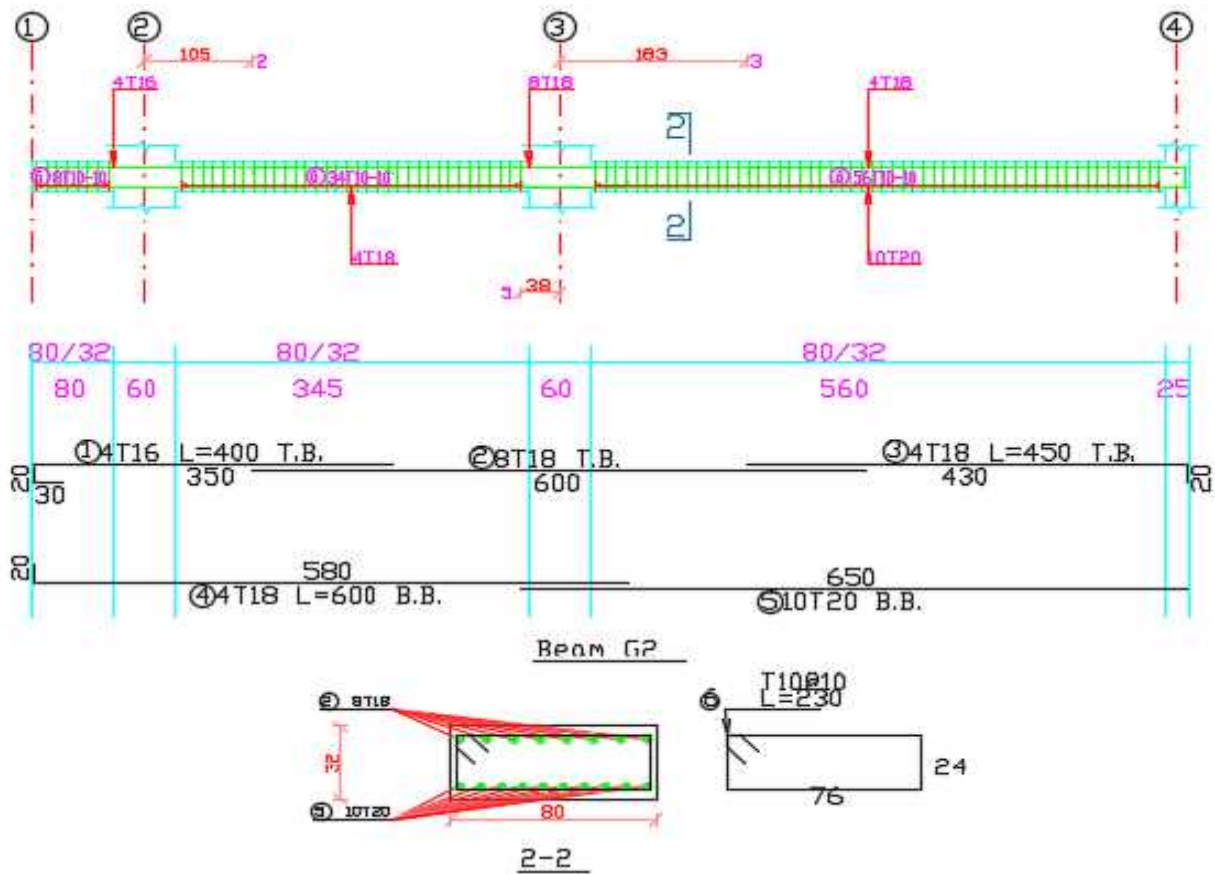


Fig.4.12: Reinforcement of beam G-2

4.7 Design of column(D2):

*** 4.7.1 Load calculation:

D.L=1334.56 KN.

L.L=100.32 KN.

$$P_U = 1.2(D.L) + 1.6(L.L)$$

$$P_U = 1.2(1334.56) + 1.6(100.32)$$

$P_U = 1762$ KN.

$P_{n.req} =$

$$\frac{1762}{0.65} P_{n.req} = 2710.77 \text{ KN}$$

Assume rectangular section with $\rho = 1.34\% > 1\%$

$$P_n = 0.8 \times A_g \times (0.85 \times f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c'))$$

$$2710.77 \times 1000 = 0.8 \times A_g \times (0.85 \times 24 + 0.0134 (420 - 0.85 \times 24))$$

$$A_g = 131567.069 \text{ mm}^2.$$

Use 60×35 cm with $A_g = 210000 \text{ mm}^2 > A_{g,req}$

*** 4.7.2 Check slenderness effect:

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

r : radius of gyration = $I/A = 0.3h$

$$Lu = 3.00 \text{ m.}$$

$$M1/M2 = 1$$

In 60cm –Direction:

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 (M1/M2) < 40$$

$$\frac{1 \times 3}{0.3 \times 0.6} < 34 - 12 (1) < 40$$

$$16.67 < 22 < 40 \quad ** \text{ short}$$

In 35cm –Direction:

$$\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 (M1/M2) < 40$$

$$\frac{1 \times 3}{0.3 \times 0.35} < 34 - 12 (1) < 40$$

$$28.57 > 22 \quad ** \text{ long}$$

*** 4.7.3 Calculation for reinforcement:

In 35cm –Direction:

$$E_c = 4700 \times \sqrt{24} = 23025.2 \text{ Mpa}$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 \cdot D(\text{sustained})}{P_u}$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 \cdot 1334.56}{1762}$$

$$\beta_{dns} = 0.908$$

$$I_g = bh^3/12$$

$$I_g = 0,35 \cdot 0,6^3/12$$

$$I_g = 3.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \cdot Ec \cdot I}{1 + \beta_{dns}}$$

$$= \frac{0.4 \cdot 23025.2 \cdot 0.0063}{1 + 0.908}$$

$$EI = 30,41 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

$$P_c = \pi^2 \cdot EI / (KL_u)^2$$

$$P_c = \pi^2 \cdot 30.41 / (1 \cdot 3)^2$$

$$P_c = 33.35 \text{ MN}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}}$$

$$= \frac{1}{1 - \frac{1762}{0.75 \cdot 33.35 \cdot 1000}}$$

$$\delta_{ns} = 1.076 < 1.4$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 h = 15 + 0.03 \times 350 = 25.5 \text{ mm.}$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 25.5 \times 1.076 = 27.438 \text{ mm.}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{27.348}{350} = 0.0784 < 0.1 \quad \dots \dots (e = 0.0784h < 0.1h)$$

→ Here we can solve this column as short tied column :

$$P_n = 0.8 \times A_g \times (0.85 \times f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c'))$$

$$P_n = 0.8 \times 350 \times 600 (0.85 \times 24 + 0.0134 (420 - 0.85 \times 24))$$

$$P_n = 4326.779 \text{ KN} > P_{n,\text{req}} \quad \dots \text{ OK}$$

*****4.7.4 Design of the tie reinforcement :**

S 16 db (longitudinal bar diameter)

S 48dt (tie bar diameter).

S Least dimension.

Spacing 16 *1.6=25.6 cm. ...control

Spacing 48*1.0=48 cm.

Spacing 35 cm.

Use 16 @ 25 cm.

4.8 Design of stair.

Figure (4-13): Stair Plan and structural system.

(4.8.1) Determination of Slab Thickness:

$L = 5.1\text{m}$.

$h_{\text{req}} = 5.1 / 20 = 25$

\Rightarrow Use $h = 25\text{cm}$

$\theta = \tan^{-1} (175 / 250) = 35$

(4.8.2) Load Calculations at section :

- Load on Flight:

Dead Load for 1m strip:

Material	Quality Density KN/m ³	W KN/m
Tile	23	$23 * \left(\frac{0.15+0.35}{0.3}\right) * 0.03 * 1 = 1.15$
Mortar	22	$22 * \left(\frac{0.15+0.30}{0.3}\right) * 0.02 * 1 = 0.66$
Stair steps	25	$1 * \left(\frac{0.15+0.30}{0.3}\right) * \frac{25}{0.3} = 1.875$
RC solid slab	25	
Plaster	22	
Total D.L	KN/m	11.625

Table (4 – 5) Calculation of the total dead for flight .

Load on landing:

Material	Quality Density KN/m ³	*h*1 KN/m
Tile	23	$23 * 0.03 * 1 = 0.69$
Mortar	22	$22 * 0.02 * 1 = 0.44$
RC solid slab	25	$25 * 0.3 * 1 = 7.5$
sand	16	$16 * 0,07 * 1 = 1,12$
Plaster	22	$22 * 0.02 * 1 = 0.44$
Total D.L	KN/m	10.19

Table (4 – 6) Calculation of the total dead for landing .

Live load:

Live load for stairs =4 KN/ m² , from Jordan code of loads .

Factor Loads:

For flight $W = 1.2 * 11.625 + 1.6 * 4 * 1 = 20.35$ KN/ m

$A_u = 20.35 * 0.9 = 18.315$ KN/m

$V_u = A_u \cos 35 = 15$ KN

For landing $W = 1.2 \cdot 10.19 + 1.6 \cdot 4 \cdot 1 = 18.628 \text{ KN/m}$

Figure (4-14) :Moment & Shear Diagram in stairs.

(4.8.3) Design of Shear:

Assume $\emptyset 14$ for main reinforcement: -

$$d = 300 - 20 - 14 \sqrt{2} = 273 \text{ mm}$$

Take max shear as the support reaction

$$V_u = 15 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{f_c}{6} b \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.75 \frac{24}{6} 1000 \cdot 273 = 167.17 \text{ KN}$$

$$V_u = 15 \text{ KN} < \phi V_c / 2 = 83.59 \text{ KN.}$$

No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

(4.8.4) Design of Bending Moment:

$$\text{Max } M_u = 18.135 \cdot 1.9 - 20.35 \cdot 0.9 \cdot 0.75 = 20.63 \text{ KN.m.}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 20.63 / 0.9 = 23 \text{ KN.m/m}$$

Assume $\emptyset 14$ for main reinforcement: -

$$d = 300 - 20 - 14 \sqrt{2} = 273 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{23 \cdot 10^6}{1000 \cdot 273^2} = 0.31 \text{ Mpa}$$

$$m = 20.6$$

$$= 0.00074$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.00074 \cdot 1000 \cdot 273 = 202.02 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 350 = 630 \text{ mm} \quad \text{control}$$

Use $\emptyset 14 @ 25 \text{ cm}$.

Step smallest of :

1. $3h = 3 \times 350 = 1050 \text{ mm}$
2. 450 mm
3. $S = 380 \times (280/f_s) - 2.5C_c = 380 \times (280 \times 3/2 \times 420) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm}$ **Control**

$$S = 380 \times (280/f_s) = 380 \text{ mm}$$

$$S = 250 \text{ mm} < S_{\max} = 330 \text{ mm}$$

Shrinkage and temperature reinforcement

$$A_s = 0.0018 \times 350 \times 1000 = 630 \text{ mm}^2$$

$$n = (630/113.1) = 5.57$$

$$S = 1/n = 1/5.57 = 0.18 \text{ m}$$

$$\text{Take } 6 \Phi 12 / \text{m}, A_s = 678.6 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Step for shrinkage :

1. $S = 5h = 5 \times 200 = 1000 \text{ mm}$
2. $S = 450 \text{ mm}$ **Control**

$$S = 200 \text{ mm} < S = 450 \text{ mm}, \text{ ok}$$

(4.8.5) Design of landing:

$$q_u = 1.2 \times 10.19 + 1.6 \times 4 = 18.6 \text{ KN}$$

(4.8.6) Design of Shear:

Reaction at each support

$$R = (18.6 + 18.315) \times (2.5/2) = 46.14 \text{ KN}$$

$$A_u = 18.6 + 18.315 \times (0.9) = 33.22 \text{ KN}$$

$$V_u = 46.14 - (18.6 + 18.315) \times 0.374 = 32.33 \text{ KN.m}$$

Check for shear strength

Assume Φ 12 for main reinforcement

$$d = 200 - 20 - 12/2 = 174 \text{ mm}$$

Take max shear as the support reaction

$$V_u = 32.33 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \frac{24}{6} 1000 \cdot 174 = 106.6 \text{ KN}$$

$$V_u \text{ max} = 32.33 \text{ KN} < \phi V_c / 2 = 53.3 \text{ KN}$$

(4.8.7) Design of Bending Moment:

$$M_u = (49 \cdot 2.5 \cdot 2.5 / 8) = 38.28 \text{ KN.m/m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 38.28 / 0.9 = 42.53 \text{ KN.m.}$$

$$d = 174 \text{ mm}$$

$$R_n = 0.93$$

$$m = 20.6$$

$$= 0.00226$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.00226 \cdot 1000 \cdot 174 = 393.24 \text{ mm}^2 \quad \text{control}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 200 = 360 \text{ mm}^2$$

Use Φ 12

$$n = (393.24 / 113.1) = 3.5$$

$$s = (1 / 3.5) = 0.285$$

Use Φ 12 @ 25 cm

$$A_{s_{\text{provided}}} = 452.16 \text{ mm}^2 > A_s = 393.24 \text{ mm}^2$$

Step smallest of :

1. $3h = 3 \cdot 200 = 600 \text{ mm}$
2. 450 mm
3. $S = 380 \cdot (280 \cdot 3/2 \cdot 240) - 2.5 C_c = 330 \text{ mm} \quad \text{Control}$

$$S = 250 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 330 \text{ mm}$$

Shrinkage and temperature reinforcement

$$A_s = 0.0018 * 200 * 1000 = 360 \text{ mm}^2$$

$$n = 450 / 113.1 = 3.98$$

$$S = 1/n = 1/3.98 = 0.251 \text{ m}$$

Take 4 Φ 12 /m , $A_s = 452.4 \text{ mm}^2/\text{m}$

Step for shrinkage :

1. $S = 5h = 5 * 200 = 1000 \text{ mm}$

2. $S = 450 \text{ mm}$ **Control**

$S = 300 \text{ mm} < S = 450 \text{ mm}$, ok

Figure (4-15): structural detailing of stair

4.9 Design of. Basement Wall

$$F_c' = 24 \text{ Mpa.}$$

$$F_y = 420 \text{ Mpa.}$$

$$\phi = 35^\circ, \gamma = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

$$= 1 - \sin(35) = 0.426$$

4.9.1 Load on basement wall:

For 1m length of wall:

* Weight of backfill:

$$\text{Due to soil pressure at rest, } p_r = C \cdot W \cdot h = 0.426 \cdot 19 \cdot 2.75 = 22.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{And } H_r = p_r \cdot h / 2 = 22.26 \cdot 2.75 / 2 = 30.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Due to surcharge } P_s = C \cdot W_s = 0.426 \cdot 5 = 2.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{And } H_s = p_h \cdot h = 2.13 \cdot 2.75 = 5.86 \text{ KN/m}^2.$$

. H_r is due to a rectangular loading, where as H_s is due to uniform loading .

Figure (4-16): Moment and Shear Diagram in Basement .

Factored reactions:

$$R_A = 1.6 \left(\frac{5.86}{2} \right) + \left(2 \cdot \frac{30.60}{3} \right) = 37.33 \text{ KN}$$

$$R_B = 1.6 \left(\frac{5.86}{2} \right) + \left(\frac{30.60}{3} \right) = 21.00 \text{ KN}$$

Max positive bending moment within the span occurs at the section of zero shear .

$$V_u = 21.00 - 1.6(2.13 \cdot X) - 1.6 \cdot 0.5 \cdot 22.26 \cdot X \cdot X / 4 = 0$$

$$4.45X^2 + 3.41X - 21 = 0$$

$$X = 1.82$$

4.9.2 Design of bending moment:

$$M_u = 21 \cdot 0.27 + 5.86 \cdot 1.23 + 1.39 \cdot 36.42 - 32 \cdot 0.27 = 55.3 \text{ KN.m}$$

Wall thickness is 25 cm , assuming 18 for bar diameter

$$d = 165 \text{ mm}$$

Take $\gamma = 0.9$ for flexure

For $M_u = 55.3 \text{ KN/m}$

$$R_n = \frac{55.3 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 1000 \cdot 165 \cdot 10^2} = 2.25 \text{ MPa}$$

$$m = f_y / (0.85 \cdot f_c) = 420 / (0.85 \cdot 24) = 20.59$$

$$= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n \cdot m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.25 \cdot 20.59}{420}} \right) = 0.0057$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0057 \cdot 1000 \cdot 165 = 941 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{control}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \frac{f_c}{f_y} b \cdot d \quad (1.4/f_y) \cdot b \cdot d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \frac{24}{420} \cdot 1000 \cdot 165 = 550 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = (1.4/420) \cdot 1000 \cdot 165 = 481.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Try 18 @ 25cm or 4 18/m.

*** Check if thickness is adequate enough:

Assume initial thickness = 25cm

$$V_u = 75.9 \text{ KN}$$

= 0.75 reduction factor of shear.

$$\phi V_c = \phi \frac{f_c}{6} b \cdot d$$

Assume reinforcement bars are 20

$$d = 200 - 75 - 20 / 2 = 115 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = 0.75 \frac{24}{6} 1000.115 = 70.422 \text{KN}$$

$V_u < \phi V_c$, Thickness is not enough.

Try 25 cm thickness.

$$d = 250 - 75 - 20/2 = 116 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = 0.75 \frac{24}{6} 1000.116 = 101.04 \text{KN}$$

$V_c \phi > V_u$, ok

$$\phi V_c / 2 = 50.52 \text{KN}.$$

4.9.3 Design of the horizontal reinforcement:

Longitudinal reinforcement : use a minimum steel ratio of 0.002 (ACI code , section 14.3) or use 12 bars spaced at 25 cm for each side of the wall.

$$A_{s_{\min}} = 0.002 \quad b \quad h = 0.002 \quad 1000 \quad 250 = 500 \text{mm}^2 / \text{m}$$

Select 12@250mm/m in two layer

Figure (4-17): Reinforcement for Basement Wall

4.10 Design of isolated footing :

Service dead load = 1592.55 KN

Service live load = 501.08 KN

Service surcharge = 5 KN

Permissible (allowable) soil pressure = 300 KN/m²

Soil density = 19 KN/m³

Assume h of footing = 40 cm

$$q_{a \text{ net}} = 300 - 1.2 \cdot 19 - 0.4 \cdot 25 - 5 = 262.2 \text{ KN/m}^2$$

$$A = (p_n / q_{a \text{ net}}) = (1592.55 + 501.08) / 262.2 = 8 \text{ m}^2$$

$$A = L^2, L = \sqrt{A} = \sqrt{8} = 2.8 \text{ m}$$

Take L = 2.8 m

Depth of footing and shear:

$P_n = 2093.63 \text{ KN}$

$$q_u = 2093.55 / 2.8 \cdot 2.8 = 261.7 \text{ KN/m}^2$$

One way shear :

V_u at distance d from face of support

$$V_u = q_u \cdot b(L/2 - a/2 - d) = 261.7 \cdot 2.8(2.8/2 - 0.8/2 - d)$$

Let $V_u = V_c$ ($= 0.75$)

$$V_c = \frac{f_c}{6} b \cdot d = \frac{24}{6} \cdot 4200 \cdot d$$

$$(261.7 \cdot 2.8) / (0.75) \cdot (2.8/2 - 0.8/2 - d) = 3704.05 \cdot d$$

$$d = 732.8 / 4436.81 = 0.165 \text{ m}$$

Assume cover 75 mm, and steel bars of 20

The d average will be used

$$h = 165 + 75 + 20 = 260 \text{ mm}$$

two way shear:

Let $V_u = V_c$ (= 0.75)

$$V_u = 261.7 (2.8 \times 2.8 - (0.5+d) \times (0.8+d))$$

$$= 261.7(8 - (0.665 \times 0.965))$$

$$V_u = 1925.66 \text{ KN}$$

$$\beta = 550/350 = 1.57$$

$$b_0 = 2(0.8+0.165) + 2(0.5 + 0.165) = 1.39 + 1.33 = 3.26 \text{ m}$$

$\alpha_s = 40$ - interior column

$$V_c = 1/6 (1 + 2/\beta) \quad 1/6(1 + 2/1.57)$$

$$V_c = 1/12 (\alpha_s \times d / b_0) \quad 1/12 (40 \times 0.165 / 3.26 + 2) = 0.169$$

$$V_c = 1/3 \sqrt{f_{c'}} \times b \times d \quad (1/3) \times \sqrt{24} \times 3.26 \times 0.165 = 0.87 \quad \text{- control}$$

$$\text{Take } V_c = 1/3 \sqrt{f_{c'}} \times b \times d$$

$$V_c = 1/3 \times \sqrt{24} \times 3260 \times 165 \times 10^{-3} = 948.7 \text{ KN}$$

$$V_c = 711.5 < V_u = 1925.66 \text{ KN} \quad \text{NOT OK}$$

Take $h = 550 \text{ mm}$

$$d = 550 - 75 - 20 = 455 \text{ mm}$$

$$b_0 = 2(0.8+0.455) + 2(0.5 + 0.455) = 2.51 + 1.91 = 4.42 \text{ m}$$

$\alpha_s = 40$ - interior column

$$V_c = 1/6 (1 + 2/\beta) \quad 1/6(1 + 2/4.42) = 0.24$$

$$V_c = 1/12 (\alpha_s * d / b_0) \quad 1/12 (40 * 0.455 / 4.42 + 2) = 0.51$$

$$V_c = 1/3 \sqrt{f_c} * b * d \quad 1/3 \sqrt{24} * 4.42 * 0.455 = 0.3333 \quad - \text{control}$$

$$\text{Take } V_c = 1/3 \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_c = 1/3 * \sqrt{24} * 4.42 * 455 * 10^3 = 3547.3 \text{KN}$$

$$V_c = 2669.5 \text{KN} > V_u = 6689.27 \text{KN} \quad \text{OK}$$

Design for flexure in short direction:

Take steel bars of 20

$$d = 550 - 75 - 20 = 455 \text{ mm}$$

$$M_u = 262.2 * 2.8 * 1.125 * 1.125 / 2 = 464.6 \text{KN. M}$$

$$R_n = 0.89 \text{ Mpa}$$

$$m = 20.6$$

$$= 0.0024$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0024 \times 2800 \times 455 = 6720 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2800 * 1000 = 5040 \text{mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 5040 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{req}}} = 6720 \text{ mm}^2$$

Use 25 Φ 20 with $A_s = 7853.98 \text{ mm}^2$

$$S = 2800 - 75 \cdot 2 - 25 \cdot 20 / 24 = 90 \text{ mm}$$

Step is the smallest of :

1. $3h = 3 \cdot 550 = 1650 \text{ mm}$

2. 450 mm - control

$$S = 90 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

Design for flexure in long direction:

Take steel bars of 20

$$d = 550 - 75 - 20 = 445 \text{ mm}$$

$$M_u = 262.2 \cdot 2.8 \cdot 1.225 \cdot 1.225 / 2 = 550.9 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$R_n = 1.05 \text{ Mpa}$$

$$m = 20.6$$

$$= 0.0025$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0025 \times 2800 \times 445 = 3185 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 2800 \cdot 1000 = 5040 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 5040 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 3185 \text{ mm}^2$$

Use 19 Φ 20 with $A_s = 5966 \text{ mm}^2$

$$S = 2800 - 75 \cdot 2 - 19 \cdot 20 / 18 = 126.1 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ provided}} = 5966 \text{ mm}^2 > A_s = 5040 \text{ mm}^2$$

Step is the smallest of :

1. $3h = 3 \cdot 550 = 1650 \text{ mm}$

2. 450 mm - control

$$S = 126.1 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm} \quad \text{ok}$$

Figure (4-18): Detailing of footing

النتائج و التوصيات

5

1.5

2.5

3.5 التوصيات

1.5 :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثي، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية لإسكان موظفي جامعة بوليتكنك فلسطين بناؤه في مدينة الخليل .

الإنشائية بشكل مفصل ودقيق و واضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية و الإنشائية لا .

2.5 :

1. على كل طالب أو مصمم إنشائي أن ي في استخدام البرامج التصميمية المد .
2. العوامل التي ي ذها بعين الطبيعية المحيطة بالمبنى و طبيعة الموقع و تأثير القوى الطبيعية .
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائية، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد و معرفة كيفية التصميم، مع اخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين .

4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 250KN/m^2 .

5. (Ribbed Slab) في كثير من العقود نظراً لطبيعة و شكل المنشأ، (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج، نظراً لكونها فاعلية من عقود .

6 .

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:

- AUTOCAD(2007.2014) : الإنشائية.
- ATIR : للتصميم و التحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- Microsoft Office XP : تم استخدامه في ل كتابة النصوص و التنسيق و المشروع و إعداد الجداول المرافقة للتصميم.

7. الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود .

8. من الصفات التي يجب يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أي تعترضه .

3.5 التوصيات

هـ بير سيع يق هـ بيعة المشاري الإنشائية فيها من يل يل
ي،حيث نود هنا - م خلال هذه التجربة دم مجموعة من التوصيات،ناً
يخطط لاختيار مشاري .

بداية،يجب يتم تنسيق و تجهيز كافة المخططات المعمارية،بحيث يتم اختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى،ولا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع و تربته تربة الموقع،من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة،بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة و بالتوافق و التنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري و يحاول المهندس في هذه المرحلة الحصول على اكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية يث تكون موزعة بشكل منتظم او شبه منتظم في كافة المبنى،ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة البيئية .