التصميم الإنشائي لـ " مبنى كلية الفنون " التابع لجامعة بوليتكنك فلسطين المقترح إنشاؤه في مدينه الخليل _واد الهرية .

فريق العمل

وردة شراونة

جيهان سدر ناريمان سعد

إشراف:

د.نافذ ناصر الدين.

تقرير مقدمة التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة والتكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل-فلسطين

ديسيمبر – ٢٠١٥م

شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لـ " مبنى كلية الفنون " التابع لجامعة بوليتكنك فلسطين المقترح إنشاؤه في مدينه الخليل _واد الهرية.

فريق العمل

جيهان سدر ناريمان سعد

وردة شراونة

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

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
د.نافذ ناصر الدين	د. غسان دويك
.....	.....

ديسيمبر – ٢٠١٥م

الإهـــــــــداء

قال تعالى : (وَقُلِ اعْمَلُواْ فَسَيَرَى اللّهُ عَمَلَكُمْ وَرَسُولُهُ)

صدق الله العظيم

نهدي هذا العمل المتواضع الى
من افتدى وطنه بعلمه ودمه ..... الأكرم منا جميعاً

من أختص الله الجنة تحت أقدامهن ..... **والداتنا**
الذين بذلوا جهد السنين سخياً وصاغ من الأيام سلالم العلى **لأرتقي** بها في ذرا الحياة .....**ابائنا**
العيون البريئة التي تنظر **الينا بحب** ..... **أخوتنا**
الشموع التي أضاءت لي طريق العلم ..... **أساتذتنا**
الذين **واكبوا** سنين العمر **بإخلاص** ..... **أصدقائنا**

نهدي ما وفقنا أليه ربنا ردا للجميل الذي احمله لهم جميعا

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا.

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بوليتكنك فلسطين.

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية .... بطاقمها التدريسي والإداري.

إلى المشرف على هذا **المشروع** المهندسة.... الدكتور نافذ ناصر الدين.

الى د. نصر عبوشي، د. هيثم عياد، م. خليل كرامة، م.سفيان الترك، د. ماهر **عمرو، د. نبيل الجولاني والى** جميع من علمنا حرفاً في جامعتنا العزيزة.

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

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع.

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـ " مبنى كلية الفنون " التابع لجامعة بوليتكنك فلسطين المقترح إنشاؤه في مدينه الخليل _واد الهرية .

فريق العمل

جيهان سدر ناريمان سعد

وردة شراونة

جامعة بوليتكنك فلسطين -٢٠١٥م

إشراف
د.نافذ ناصر الدين

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع من العقدات وجسور وأعمدة وأساسات والجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء " **مبنى كلية الفنون** " بتمتع 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 يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من الجزاء.

ونتيجة لكبر حجم المنشأة ووجود تنوع في شكله فسيتم استخدام انواع مختلفة من العناصر الانشائية مثل تنوع العقدات في المبنى واستخدام الجسور المتدلية حتى تحمل الاحمال في المسافات البعيدة بين الاعمدة والتي ستستخدم في المبنى لتجنب تعطيل الحركة ، و حتى يتم اخراج المبنى حسب ما هو مصمم معماريا، حيث ان ما يميز تصميمه المعماري عن غيره هو طرق ترابط الكتل ببعضها والفكرة المعمارية المنبثق منها المشروع .

ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام (U.B.C-97) ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318-08)، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل: Autocad2013، Office 2013, Atir v.11.5، وغيرها.

نتمنى بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا.

بعد تصميم هذا المشروع وعمل كل ما تم ذكره يتوقع أن نخلص إلى عدد من النتائج والتوقعات تتمثل في ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة، وتحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية مع بيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر، ومن ثم عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

والله ولي التوفيق

Structural design for "Faculty of Arts building" of the Palestine Polytechnic University

Prepared by

Nareman Saad Jihan Sider

Warda Sharawnah

Palestine Polytechnic University -2015

Supervisor

Dr.Nafez Naser Aldeen

Abstract

Objective of the project can be summarized in the structural design of all structural elements contained in the project, slabs, beams, columns and foundations, walls and other structural elements.

It is worth mentioning that we have used the Jordanian code to determine the live loads, and to determine the seismic loads use of (UBC-97), As for the structural analysis and design of sections has been the use of the U.S. Code

(ACI_318-08), It must be pointed out that he was relying on some computer programs such as: Autocad2013, Office2013, Atir v.11.5.

We hope after the completion of the project to be able to provide structural design for all structural elements of the building is complete.

After designing this project it's expected to gain a various results and to link the information that have been studied in the different courses , and the analysis and design of all structural elements and the statement of the impact of each of the elements on the other, and then the work of structural plans of the Executive are Full and detailed for each.

God grants success.

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $\mathbf{A_s}$ **=** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- $\mathbf{C_c}$ **=** compression resultant of concrete section.
- $\mathbf{C_s}$= compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tensionreinforcement .
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- $\mathbf{f_c}$ = compression strength of concrete.
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction,

  Measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to

  Face of beam or other supports in other cases.

- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.

- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- $\boldsymbol{\varepsilon_c}$**=** compression strain of concrete = 0.003.
- $\boldsymbol{\varepsilon_s}$**=** strain of tension steel**.**
- $\boldsymbol{\acute{\varepsilon}_s}$**=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area.

الفصـــــــــل الثاني

الوصف المِعمَـاري

٢

٢-١ المقدمة.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع.

٢-٣ موقع المشروع.

٢-٤ وصف طوابق المشروع.

٢-٥ الواجهات.

٢-٦ وصف الحركة والمداخل.

٢-٧ الموقع العام.

٢-٨ المداخل.

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
ملخص المشروع	V
ABSTRACT	VII
فهرس المحتويات	VIII
المقدمة	VIII
الوصف المعماري	VIII
الوصف الانشائي	VIII
Structural Analysis and Desgin	VIII
فهرس الجداول	VIII
فهرس الاشكال	VIII
List of Figures	VIII
List of abbreviation	XV

الفصل الأول	المقدمة	١
١-١	المقدمة	3
١-٢	مشكلة البحث (المشروع)	4
١-٣	أسباب اختيار المشروع	4
١-٤	أهداف المشروع	5
١-٥	المسلمات	5
١-٦	فصول مقدمة المشروع	6
١-٧	نطاق المشروع	6
١-٨	الجدول الزمني لمقدمة المشروع	6
١-٩	وصف المشروع	7

الفصل الثاني	الوصف المعماري	٧
٢-١	المقدمة	10
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	11
٢-٣	موقع المشروع	12
٢-٤	أهمية الموقع	13
٢-٥	حركة الرياح والشمس	14
٢-٦	وصف طوابق المشروع	15
٢-٦-١	طابق الأرضي	15
٢-٦-٢	الطابق الاول	16
٢-٦-٣	الطابق الثاني	17
٢-٦-٤	الطابق الثالث	18
٢-٦-٥	الطابق الرابع	19
٢-٧	الواجهات	21
٢-٧-١	الواجهة الجنوبية	21
٢-٧-٢	الواجهة الشمالية	22
٢-٧-٣	الواجهة الشرقية	23
٢-٧-٤	الواجهة الغربية	24
٢-٨	القطاعات	25
٢-٩	وصف الحركة والمداخل	26
٢-١٠	المداخل	27

الفصل الثالث	الوصف الانشائي	٢٤
١-٣	المقدمة	30
٢-٣	هدف التصميم الإنشائي	30
٣-٣	الدراسات النظرية للعناصر الانشائية	30
١-٣-٣	الأحمال وتصنيفاتها	31
٢-٣-٣	الأحمال الميتة	31
٣-٣-٣	الأحمال الحية	31
٤-٣-٣	الأحمال البيئية	32
١-٤-٣-٣	الرياح	32
٢-٤-٣-٣	الثلوج	32
٣-٤-٣-٣	الزلازل	٢٨
٤-٣	الاختبارات العملية	33
٥-٣	العناصر الانشائية المكونة للمبنى	34
١-٥-٣	العقدات	34
١-١-٥-٣	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	35
٢-١-٥-٣	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	36
٣-١-٥-٣	العقدات المركبة	36
٤-١-٥-٣	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	37
٥-١-٥-٣	عقدات العصب ذات الاتجاهين	38
٢-٥-٣	الجسور	39
٣-٥-٣	الأعمدة	40
٤-٥-٣	الجدران الحاملة (جدران القص)	41
٥-٥-٣	السلاسل	42
٦-٥-٣	الادراج	43
٧-٥-٣	الجدران الاستنادية	44
٨-٥-٣	فواصل التمدد (Expansions Joints)	45

48	Introduction	٤-١
48	Design method and requirements	٤-١-١
48	Strength design method	٤-١-٢
49	Factored loads	٤-٢
49	Slabs Thickness calculation	٤-٣
51	Load Calculation	٤-٤
51	Calculation of Dead load	٤-٤-١
52	Calculation of live load	٤-٤-٢
52	Design of topping	٤--٤-3
54	Design of Rib (Rib 005)	٤-5
54	Requirements for ribbed slab	٤-5-١
55	Load calculations	٤-5-٢
56	Flexural Design	٤-5-٣
57	Design for positive Moment for Rib (Rib 005)	٤-5-٣-١
58	Design for Negative Moment for Rib (Rib 005)	٤-5-٣-٢
59	Design shear for Rib (Rib 005)	٤-5-٣-٣
62	Design of soild slab	٤-6
68	Design for beam B0,31	٤-٧
75	Design short column	٤-8
78	Design of long column	٤-9
81	Design of stair	٤-10
90	Design of shear wall	٤-11
94	Design of isolated footing	٤-12

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
١-١	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٥/٢٠١٦)	6
١-٢	توزيع المساحات على الطوابق	20
١-٣	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	31
٢-٣	الأحمال الحية لعناصر المبنى	32
٣-٣	قيمة احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	33
١-٤	Calculation of dead load for topping	51
٢-٤	Calculation of the dead load for (R0,05)	55

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
٢-١	خارطة الموقع الجغرافي	13
٢-٢	توجيه المبنى	14
٢-٣	مسقط الطابق الأرضي	16
٢-٤	مخطط الطابق الاول	17
٢-٥	مخطط الطابق الثاني	18
٢-٦	مخطط الطابق الثالث	19
٢-٧	مخطط الطابق الرابع	20
٢-٨	الواجهة الجنوبية	21
٢-٩	الواجهة الشمالية	٢٢
٢-١٠	الواجهة الشرقية	23
٢-١١	الواجهة الغربية	24
٢-١٢	القطاع (A-A)	25
٢-١٣	القطاع (B-B)	25
٣-١	انتقال الاحمال داخل المنشأة الواحدة	34
٣-٢	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	36
٣-٣	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	36
٣-٤	العقدات المركبة	37
٣-٥	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	38
٣-٦	عقدات العصب ذات الاتجاهين	38
٣-٧	جسور الربط في الاسلسات	39
٣-٨	لشكل الجسور المدلاة.	40
٣-٩	لشكل الجسور المسحورة	40
٣-١٠	أحد لشكل الأعمدة	41
٣-١١	جدار القص	42
٣-١٢	مقطع طولي بالأساس	43
٣-١٣	مسقط افقي في الاساس	43
٣-١٤	الدرج	44
٣-١٥	جدار لستنادي	44

List of Figures

Figure #	Description	Page
٤-١	Section in one way Rib slab	**49**
٤-٢	Spans of rib	**50**
٤-٣	Typical section Ribbed slab	**51**
٤-٤	Typical section in topping	**52**
٤-٥	Span length of rib(R005)	**54**
٤-٦	Statically system and dimension for R0.05	**55**
٤-٧	Dead & live load service	**56**
٤-٨	Moment for R0.05	**56**
٤-٩	shear for R0.05	**59**
٤-١٠	Design for rib R0,05	**61**
٤-١١	Soild slab	**62**
٤-١٢	Geometry of soild slab	**63**
٤-١٣	Loading of soild slab	**64**
٤-١٤	Envelop moment and shear diagram of soild slab	**64**
٤-١	Span of beam	**68**
٤-١٦	Geometry of B0,31	**69**
٤-١٧	Dead & live for B0,31	**69**
٤-١٨	Moment diagram of B0,31	**69**
٤-١٩	Shear diagram of B0,31	**70**
٤-٢٠	Detail of B0,31	**74**
٤-٢١	C04 detail	**77**
٤-٢٢	C2 detail	**80**
٤-٢٣	Stair plan	**81**
٤-٢٤	Loads on flight	**83**
٤-٢٥	Moment and shear on flight	**84**
٤-٢٦	Load on loading	**86**
٤-٢٧	Moment and shear diagram	**87**
٤-٢٨	Reinforcement for stair	**89**
٤-٢٩	Shear wall	**90**
٤-٣٠	Moment and shear for shear wall	**90**
٤-٣١	Top view for the wall	**93**
٤-٣٢	Detail for footing	**94**
٤-٣٣	Detail for the footing	**100**

الفصـــــــل الأول

المقدمـــــة

1

١-١ المقدمة.

٢-١ مشكلة المشروع.

٣-١ أسباب اختيار المشروع.

٤-١ أهداف اختيار المشروع.

٥-١ المسلمات.

٦-١ فصول المشروع.

٧-١ نطاق المشروع.

٨-١ حدود المشروع.

٩-١ وصف المشروع.

3

الفصل الثالث

الوصف الإنْشَـائِي

٣-١ مقدمة.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي.

٣-٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية.

٣-٤ الاختبارات العملية.

٣-٥ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

٣-١ مقدمة: -

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه، وإنما يكون بالوصف والتعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعتبر جزء لا يتجزأ منه. فبعد التجوال الموجز في الجانب المعماري للكلية، والتعرف على مقتضياته الجمالية، كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي، ليصبح بالإمكان تشغليها مع مراعاة السلامة والأمان.

إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي: -

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:-

- **الأمان** (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والإجهادات الناتجة عنها.
- **التكلفة** (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة وكافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- **حدود صلاحية المبنى للتشغيل** (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) وتجنب ظهور التشققات (Cracks) بشكل يؤثر سلبيا على المنظر المعماري المطلوب.
- **الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ**.

٣-٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى: -

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

٣-٣-١ الأحمال وتصنيفاتها: -

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

٣-٣-٢ الأحمال الميتة: -

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية والتجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة المسلحة	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٢
6	الرمل	١٦

٣-٣-٣ الأحمال الحية: -

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة، او استعمالات جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وهي تشمل:

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة والأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	9.0
2	المدارس	5.0
3	المستشفيات	5.0
4	المباني التجارية	4
5	المطاعم	5.0
6	المباني السكنية	2.5
7	المباني التعليمية والكليات	٥.٠

٣-٣-٤ الأحمال البيئية: -

وتتمثل في الأحمال الناجمة من المصادر الطبيعية وهي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أن نأخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

٣-٣-٤-١ الرياح: -

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح حسب الكود 1997 (UBC) اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة وتصمم جدران القص حسب سرعة الرياح التصميمية لهذه المنطقة، حيث يتم حساب احمال الرياح حسب الكود 1997 (UBC).

٣-٤-٣-٢ الثلوج: -

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، **ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:**

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

والجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

الجدول (٣-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

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

٣-٤-٣-٣ الزلازل:

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وهي عبارة عن قوى أفقية ورأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات وتسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى (UBC) 1997.

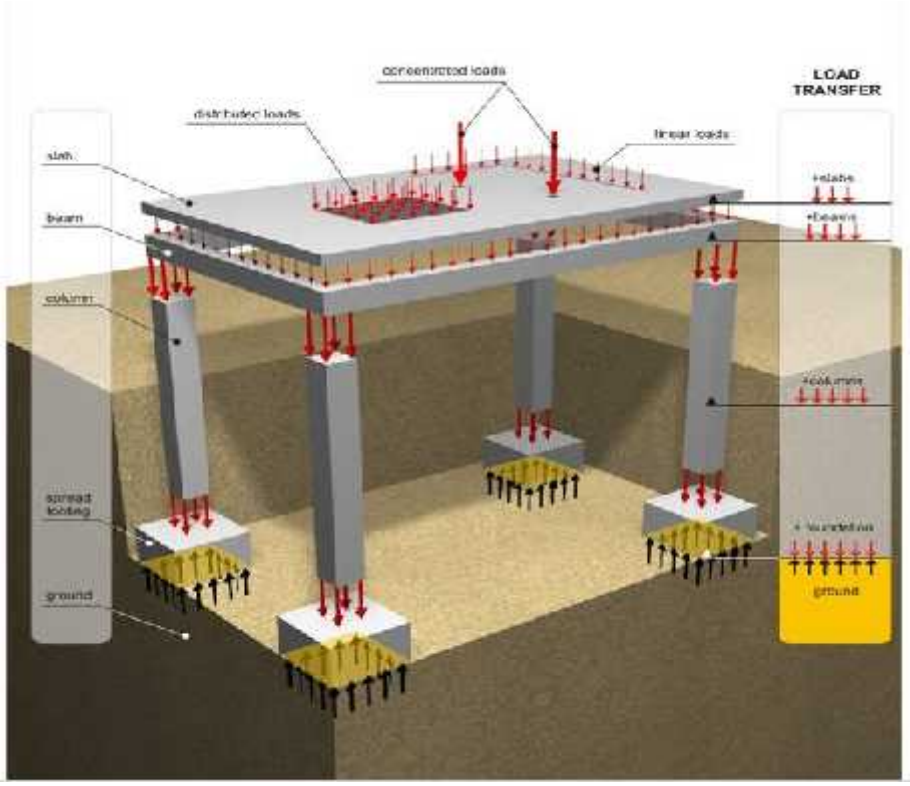
٣-٤ الاختبارات العملية: -

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة، عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وأما قوة تحمل التربة للموقع تساوي ٤٠٠ كيلو نيوتن لكل متر مربع على اعتبار ان نوع التربة هي صخرية.

٣-٥ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى: -

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض، لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه أي شائبة منتصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

إن جميع العناصر الإنشائية تعمل كوحدة واحدة، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ومن ثم إلى الأعمدة والجدران الحاملة لكي تنتهي أخيرا إلى الأساسات، وفيما يلي صورة توضح كيفية انتقال الأحمال في المنشأة.



الشكل (٣- ١): انتقال الاحمال داخل المنشأة الواحدة.

٣-٥-١ العقدات:

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

ويتم اختيار النوع الأمثل بالاعتماد على عدة عوامل أهمها:

١. الفضاءات بين الأعمدة.
٢. وظيفة المنشأ.
٣. التكلفة.
٤. السهولة، الوقت، القوالب الشائعة منها.

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات في المشروع، وتنوع المتطلبات المعمارية فإنه تم استخدام الأنواع التالية حسبما هو ملائم لطبيعة الاستخدام:

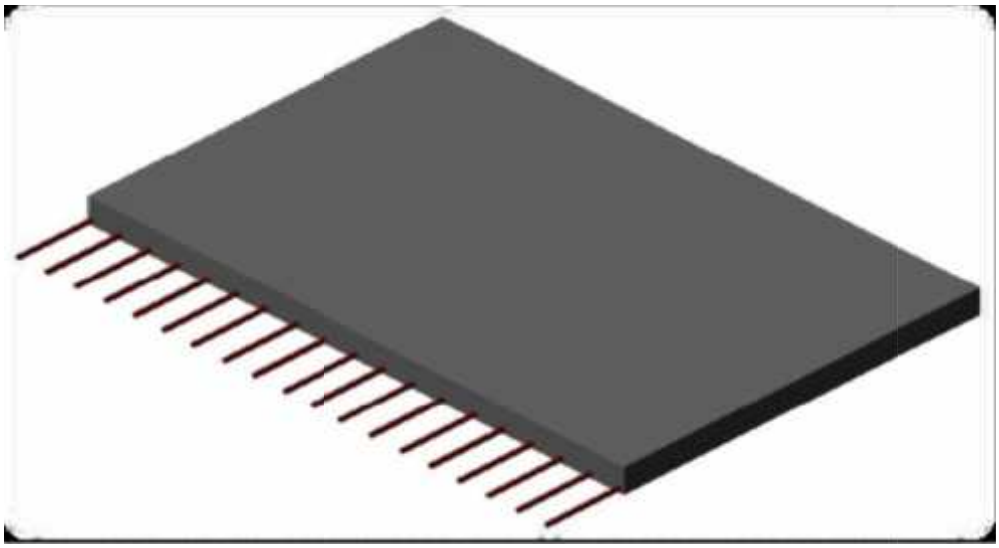
- **البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى:**
  - العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
  - العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).
- العقدات المركبة (Composite slab).
- البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى:
  - عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
  - عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

وأيضا نود ذكر بعض الأنواع الأخرى للعقدات التي لم يتم استخدامها في هذا المشروع، مثل:

- Flat Plat.

٣-٥-١-١ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

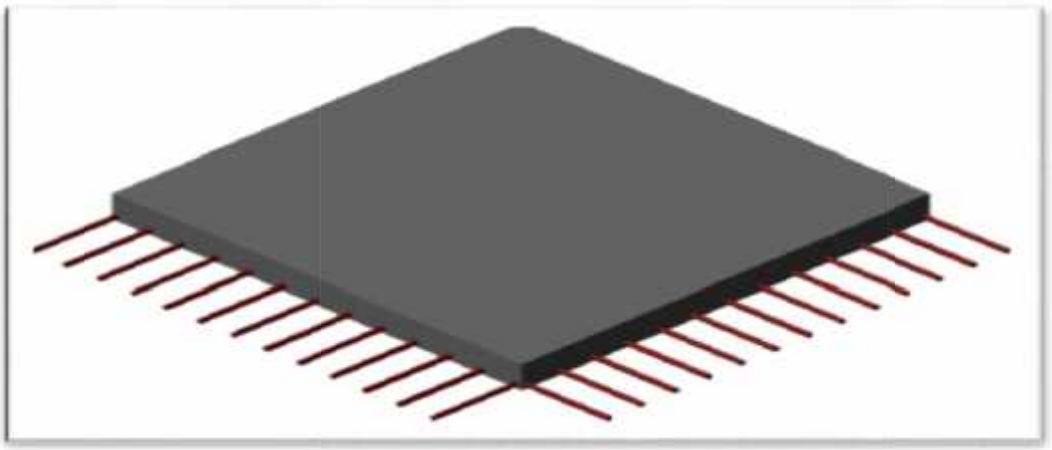
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنبا لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، ويتم استخدامها في عقده الدرج كما في الشكل (٣-٢):



الشكل (٣-٢): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

٣-٥-١-٢العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab):

تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات، وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (٣-٣).



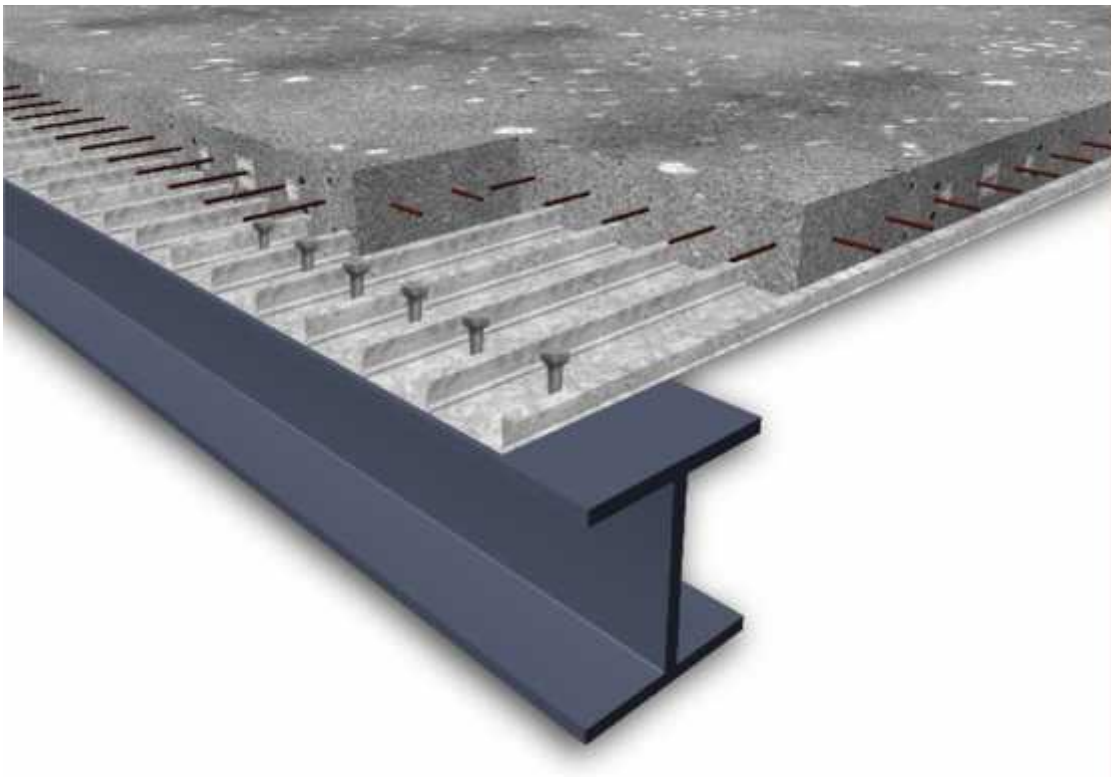
الشكل (٣-٣): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

٣-٥-١-٣ العقدات المركبة (composite slab).

يستخدم هذا النوع من العقدات عند الحاجة الى مسافات كبيرة دون استخدام الأعمدة في عملية التدعيم وتم تسميتها بالعقدات المركبة لوصف أي تشييد المباني التي تنطوي على المواد المختلفة

متعددة. وكثيرا ما يستخدم في البناء المركب لبناء، وتشييد المباني. هناك عدة أسباب لاستخدام المواد المركبة بما في ذلك زيادة قوة، وعلم الجمال، والاستدامة البيئية.

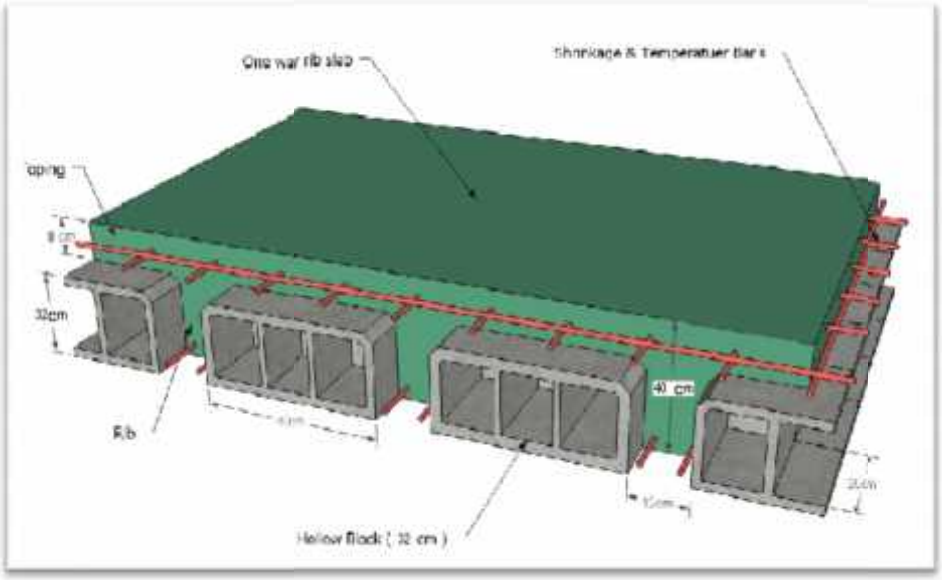
في الهندسة الإنشائية، وجود البناء المركب عندما لا بد اثنين من مواد مختلفة معا بقوة بحيث أنها تعمل معا كوحدة واحدة من جهة نظر هيكلية. عندما يحدث هذا، يتم استدعاؤه عمل مركب. ويشمل أحد الأمثلة الشائعة الدعامات الفولاذية الداعمة ألواح أرضية خرسانية.



الشكل (٣-٤): العقدات المركبة.

٣-٥-١-٤ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

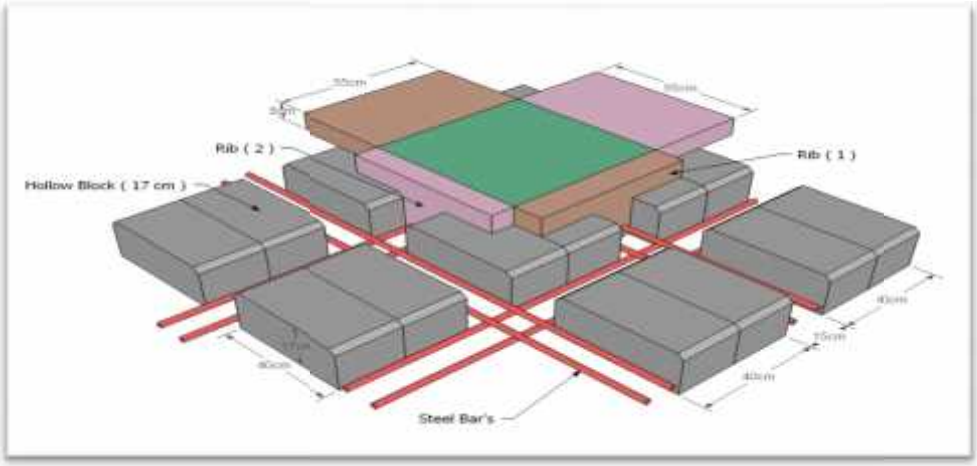
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٥).



الشكل (٣-٥): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٣-٥-١-٥ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٦):



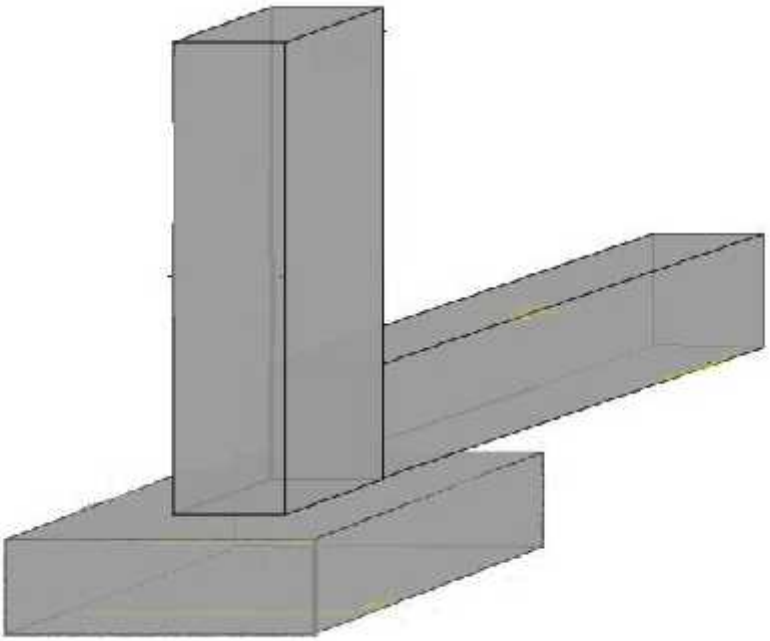
الشكل (٣-٦): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٣-٥-٢ الجسور: -

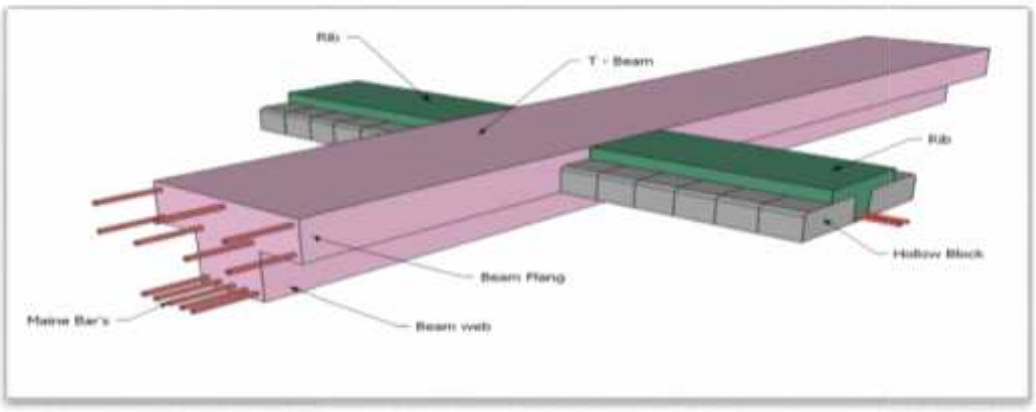
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من البلاطات داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين

١. **جسور مسحورة** (مخفية داخل العقدات) بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.
٢. **جسور المدلاة** "Dropped Beams" وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور T-section،L –section .
٣. كذلك أيضا يتم استخدام جسور الربط في المنشأة في منطقة الأساسات لمنع انزلاق وهبوط الاساسات كل واحدة على حدا.

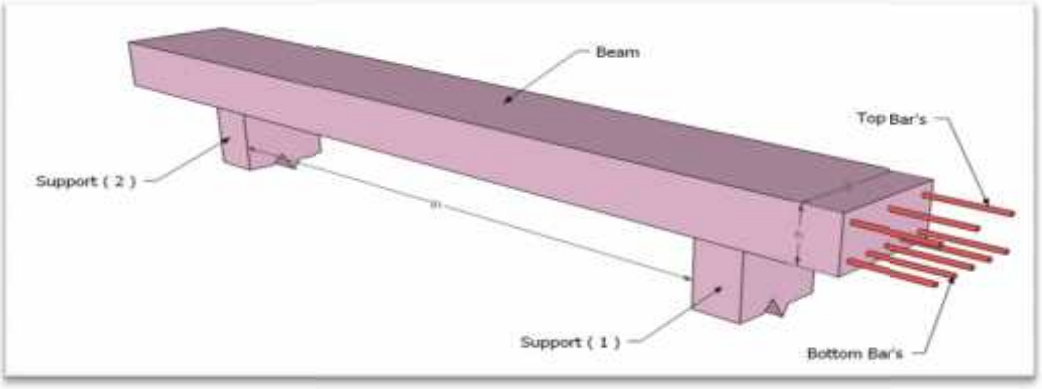
- ونظرا للمسافات المختلفة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع، فضلا عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة وأخرى مدلاة تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.
- وقد تم ارفاق مجموعة من الاشكال التي توضح اشكال وأنواع الجسور حسب استخدامها كالتالي:



الشكل (٣-٧) جسور الربط في الاساسات.



الشكل (٣-٨) أشكال الجسور المدلاة .

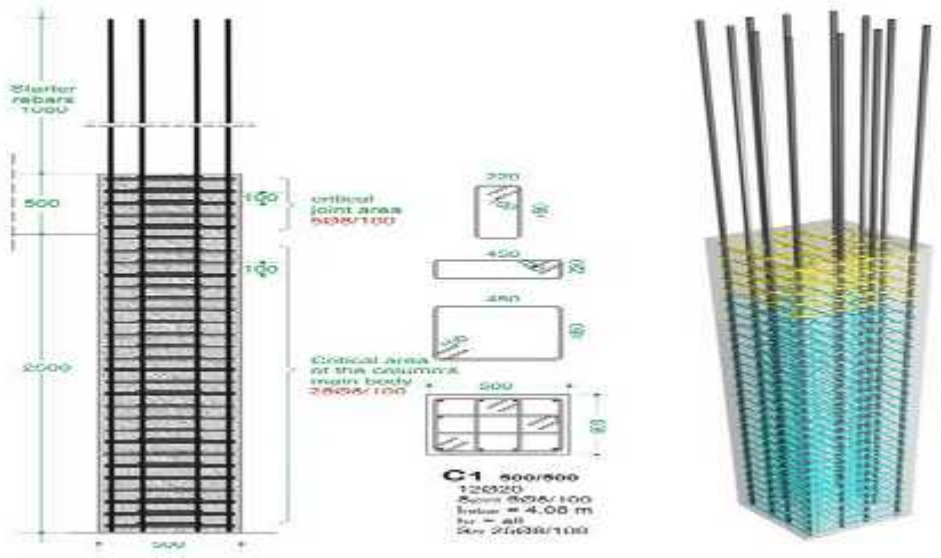


الشكل (٣-٩) أشكال الجسور المسحورة.

٣-٥-٣ الأعمدة: -

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها.

وهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل والدائري والمضلع والمربع والمركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية.



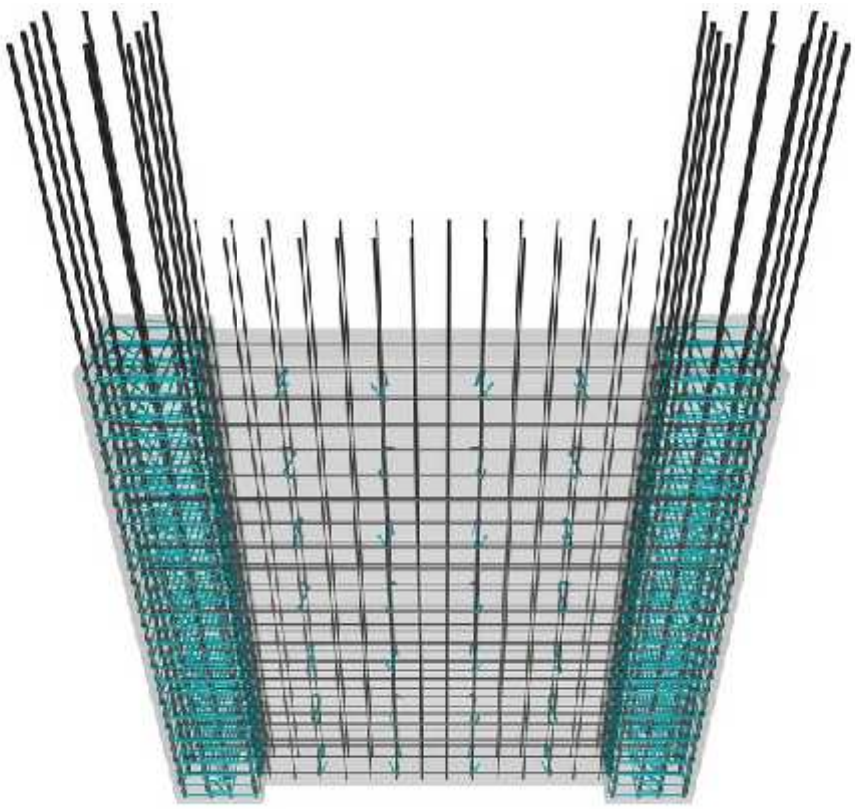
الشكل (٣-١٠): أحد أشكال الأعمدة.

٣-٥-٤ الجدران الحاملة (جدران القص): -

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. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى،

وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن. وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.



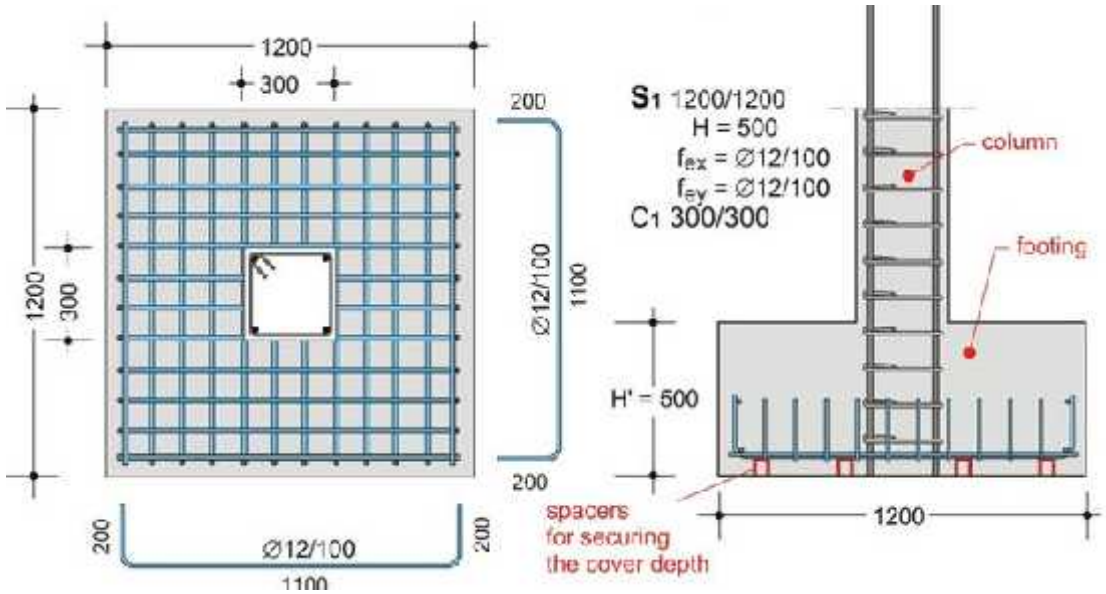
الشكل (٣- ١١): جدار القص

٣-٥-٥ الأساسات: -

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة.

ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس ونظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلائم مع طبوغرافية الأرض.



الشكل رقم (٣-١٢) مقطع طولي في الأساس

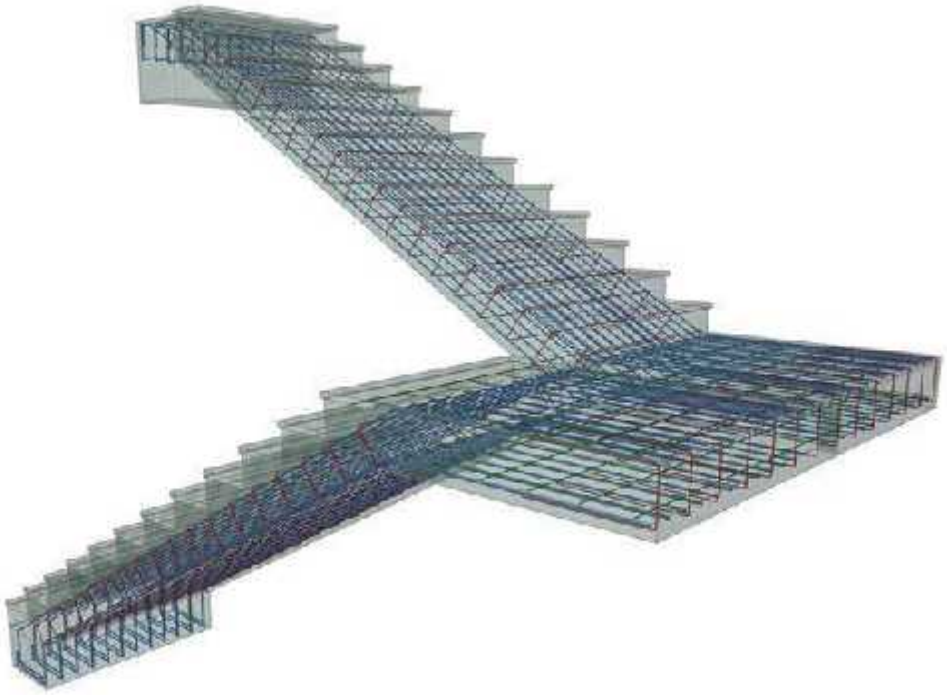
الشكل رقم (٣-١٣) مسقط افقي للأساس

في الشكلين (٣ –١٣)، (3-12) يوضح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود، وتوضيح عملية مقاومة التربة للأحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس.

٣-٥-٦ الأدراج:-

الأدراج عبارة عن العنصر 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.

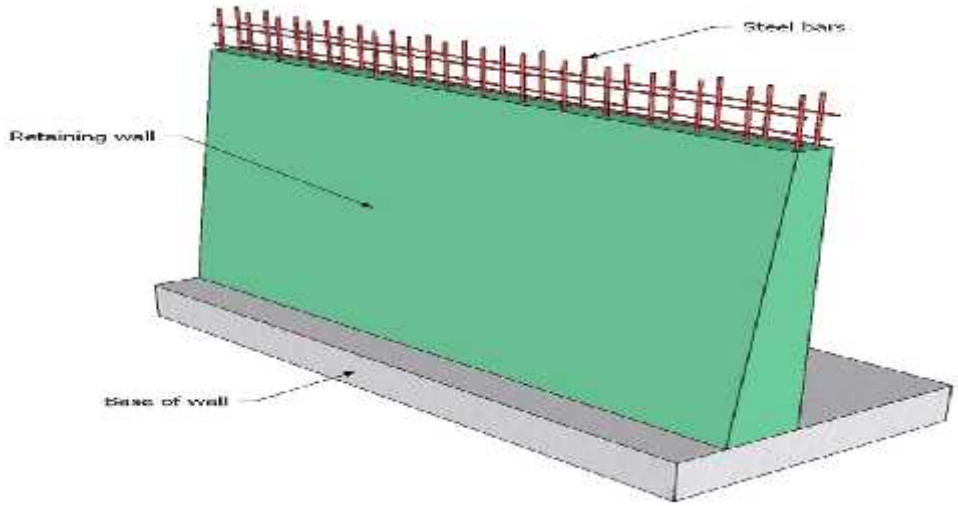
وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .



الشكل (٣-١٤): الدرج.

٣-٥-٧ الجدران الاستنادية: -

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة رأسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية.



الشكل (٣-١٥) جدار استنادي

٣-٥-٨فواصل التمدد (EXPANSIONS JOINTS): -

في المنشآت ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة، أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة يتم استخدام فواصل التمدد الحراري. ويتم وضع فاصل التمدد إذا كان عرض المنشأ أكبر من 40 متراً، ولذلك للسماح للمنشأ بالتمدد دون أن يؤدي ذلك لحدوث تشققات. ولها بعض الاشتراطات:

١- ينبغي استخدام فواصل التمدد الحراري في كتلة المنشأ، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها، **وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:**

- (40m)في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m)في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m)في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m)في المناطق الجافة.

٢- يجب ألا يقل عرض الفاصل عن 3 cm .

الفصـــــــل الرابع

Structural analysis and design

4

4.1 Introduction.

4.2 factored load.

4.3 Slabs Thickness calculation.

4.4 load calculation.

4.5 Design of one way rib slab.

4.6 Design of soild slab.

4.7 Design for beam (B031):

4.8 Design of Short Column

4.9 Design of long column.

4.10 Design of stair.

4.11 Design of shear wall.

4.12 Design of isolated footing.

1

الفصل الأول

المقدمة

١-١ المقدمة.

١-٢ مشكلة المشروع.

١-٣ أسباب اختيار المشروع.

١-٤ أهداف اختيار المشروع.

١-٥ المسلمات.

١-٦ فصول المشروع.

١-٧ نطاق المشروع.

١-٨ حدود المشروع.

١-٩ وصف المشروع.

١ - ١ المقدمة: -

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة ، وأكثرها لزوما على مر العصور ، ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة الى 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 والمنشآت الرياضية المتنوعة ، هذا كله بالإضافة الى المباني والمجمعات 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، فالمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك ، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لـــــ " مبنى كلية الفنون " التابع لجامعة بوليتكنك فلسطين .

١-٢ مشكلة البحث (المشروع): -

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

١-٣ أسباب اختيار المشروع: -

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

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

الأسباب الشخصية: -

١. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا.
٢. الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها، مع مراعاة توفير عاملي المتانة والاقتصاد.

١-٤ أهداف المشروع: -

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

١. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
٤. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

١-٥ المسلمات: -

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائي لكافة العناصر (ACI-318-08).
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Staad pro, Safe, Etabs) .
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & PowerPoint.

١-٦ فصول المشروع: -

١. الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.
٢. الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣. الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤. الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

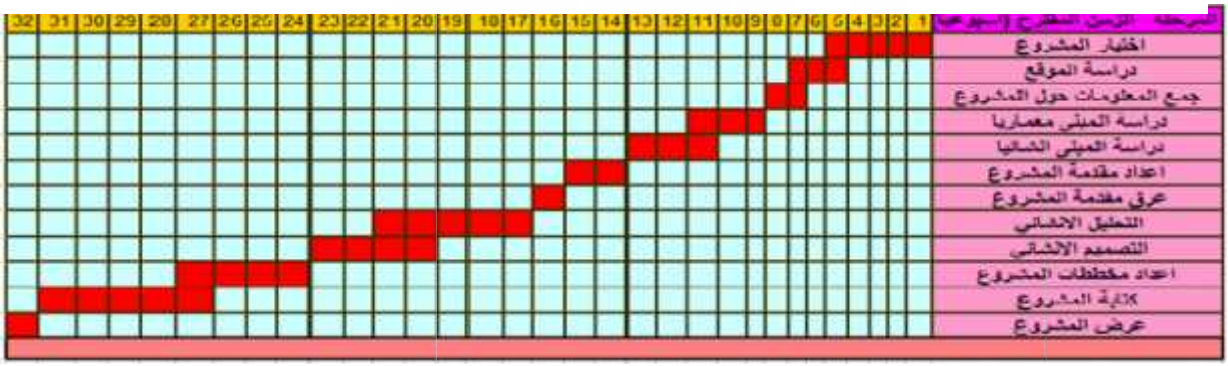
١-٧ نطاق المشروع: -

١. دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها.
٢. دراسة العناصر الإنشائية المكونة للكلية والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي.
٣. تحديد النظام الإنشائي المناسب ومن ثم تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
٤. عرض المقدمة للمناقشة.

١-٨ حدود المشروع: -

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث تم عمل تصميم متكامل لهذه العناصر من جسور، أعمدة، أساسات، جدران القص، وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها، وفي الجدول التالي نوضح التسلسل الزمني للعمل في المشروع.

جدول ١-١ الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٥/٢٠١٦).



١-٩ وصف المشروع: -

تناسقت محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في أربعة فصول كالآتي:

١. **الفصل الأول:-**

يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع، أهدافه، الخطوات المتبعة لعمل المشروع.

٢. **الفصل الثاني:-**

يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق...الخ.

٣. **الفصل الثالث:-**

تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع.

٤. **الفصل الرابع:-**

يحتوي على عمليات التحليل والتصميم للعناصر الإنشائية المقترحة لمقدمة المشروع.

Chapter 4

Structural analysis and design

4.1 Introduction.

4.2 factored load.

4.3 Slabs Thickness calculation.

4.4 load calculation.

4.5 Design of one way rib slab.

4.6 Design of soild slab.

4.7 Design for beam (B031):

4.8 Design of Short Column

4.9 Design of long column.

4.10 Design of stair.

4.11 Design of shear wall.

4.12 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 continuously changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit 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.

4.1.1 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).

4.1.2 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 occure.

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.

4.2 Factored loads:

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

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

Materials:-

Concrete B300, Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm^2 =24Mpa

Reinforcement Steel, fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa

$f_{yt} = 420\ Mpa$, will be used in design and calculations.

4.3 Slabs Thickness calculation:-

According to ACI-Code-318-08 table 9.5(a), the minimum thickness of non-prestressed beams or one way, slabs unless deflections are computed for one end continuous for one-way rib slab given as following:

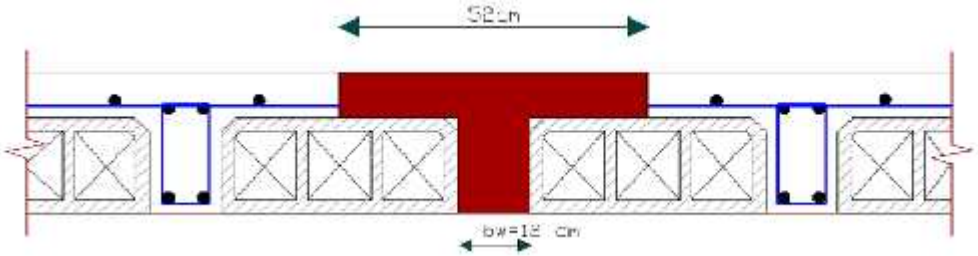


Fig 4.1 Section in one way Rib slab

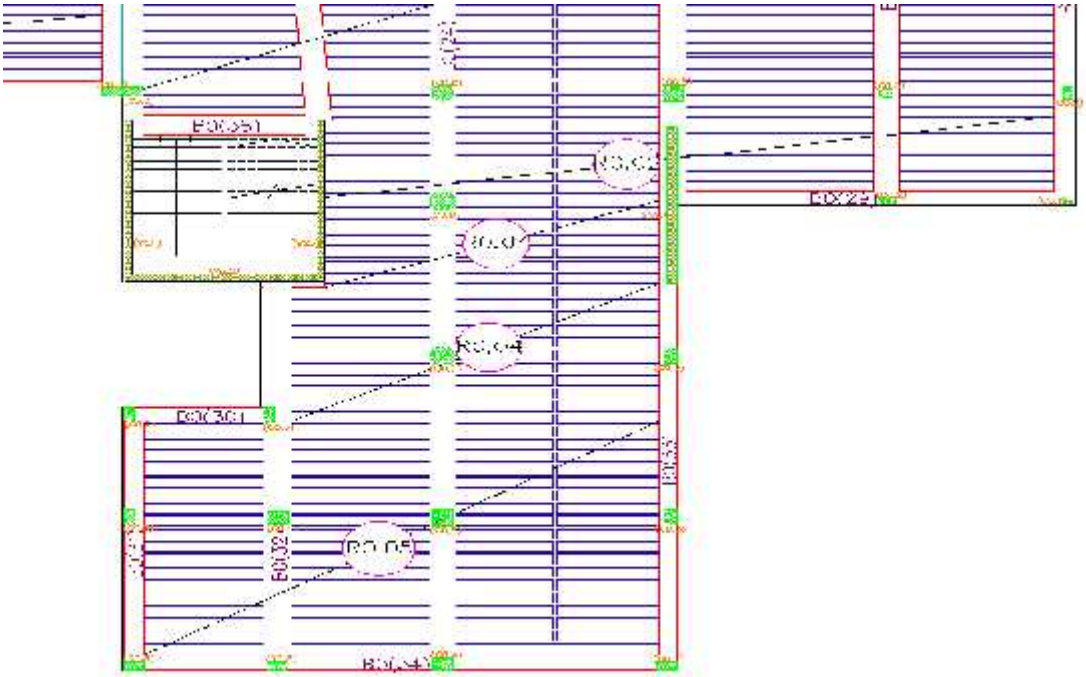


Fig 4.٢ Span of rib.

The minimum required thickness is :

$\frac{L}{18.5} = \frac{4.39}{18.5}$ **=0.237 m** **for one end continuous supported(C 0,105).**

$\frac{L}{18.5} = \frac{6.82}{18.5}$ **=0.368 m** **for one end continuous supported(C0,108).**

$\frac{L}{21} = \frac{4.99}{21}$ **=0.237m** **for both end continuous supported(C0,106) &**

(C0,107) .

Note : from Atir the deflection =L/240 and acceptable

So :

Select 27cm block and 8 cm Topping

Select h min = 350mm

4.4 load calculation :-

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

4.4.1 Calculation of Dead load For 1m strip:

table (4-1) calculation of the Dead load for topping

Dead load from:	δ×γ×1	KN/m
Tiles	**0.03×23×1**	**0.69**
Mortar	**0.02×22×1**	**0.44**
Coarse sand	**0.07×16×1**	**1.12**
Topping	**0.08×25×1**	**2**
Interior partitions	**1.5×1**	**1.5**
	∑	**5.75**

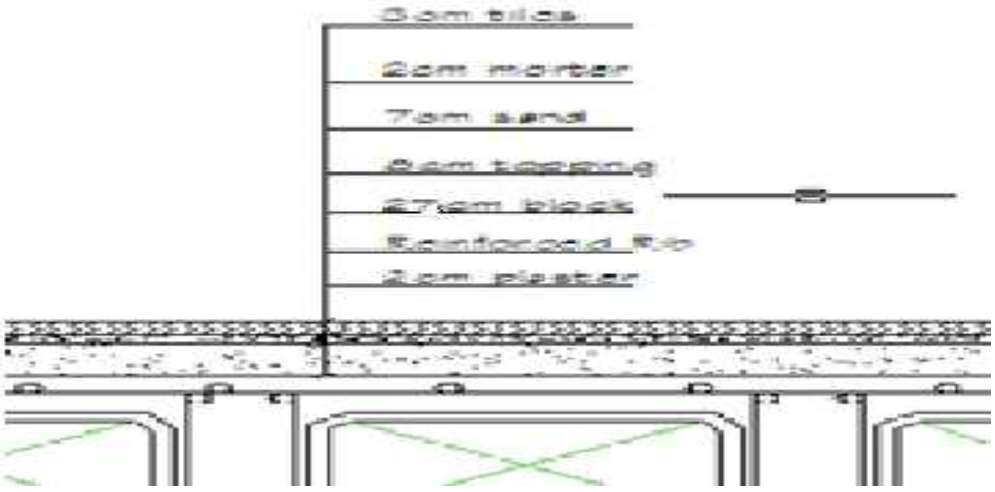


Fig 4.3 Typical section in ribbed slab

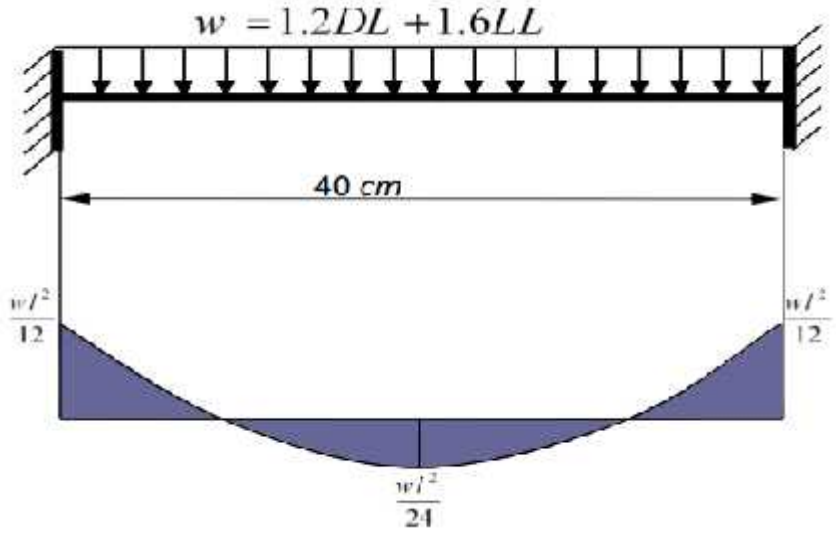


Fig 4.4 Typical section in Topping

4.4.2 Calculation of live load

Live load :

L_L =5 KN/m^2 ⟶ L_L =5 KN/m^2 × 1m= 5 KN/m

Factored load :

W_U = 1.2 ×5.75 + 1.6×5 =14.9 KN/m.

4.5 Design of Topping:-

Check ΦMn > Mu

Ø=0.55 for plain concrete

M_n = 0.42 λ $\sqrt{f'_c}$ S_m **(ACI 22.5.1, equation 22-2)**

$$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000\times80\times80}{6} = 1066666.67\ mm^2.$$

øM_n =0.55×0.42×1×$\sqrt{24}$ ×1066666.67 =1.21 KN.m

$$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.198\ KN.m$$ **(negative moment).**

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.099\,KN.m$ (positive moment).

$\phi M_n = 1.21\,KN.m$ >> $M_u = 0.198\,KN.m$

No reinforcement is required by analysis. According ACI 10.5.4, provide $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

$\rho_{s\ hrinkage} = 0.0018$ ACI 7.12.2.1

$A_s = \rho \times b \times h_{topping} = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144\ mm^2/m$.

Step (s) is the smallest of:

1. **3h = 3×80 =240 mm.** ***control*** **ACI 10.5.4**
2. **450mm**
3. **=380 $\frac{280}{f_s} - 2.5C_c = 380\ \frac{280}{\frac{2}{3}420} - 2.5.20 = 330mm$ but**

   S≤ $300\ \frac{280}{fs} = 300\ \frac{280}{\frac{2}{3}420} = 300mm$ ACI 10.6.4

Take ø 8 @ 200 mm in both direction , S = 200 mm < S_{max} = 240 mm … OK

- ✓ **Design of shear reinforcement :**

Vu =$\frac{W_u L}{2} = \frac{14.9 \cdot 0.4}{2} = 2.98\,KN$

Check øVc ≥Vu

øVc =0 . 75 ×$\frac{1}{6}$× $\sqrt{f'c}$×b×h

=0 . 75 ×$\frac{1}{6}$×$\sqrt{24}$×1000×80=48.99 KN

øVc = 48.99 KN>>> Vu=2.98 KN

No shear reinforcement is reqired.

4.5 Design of Rib (R0,05) :-

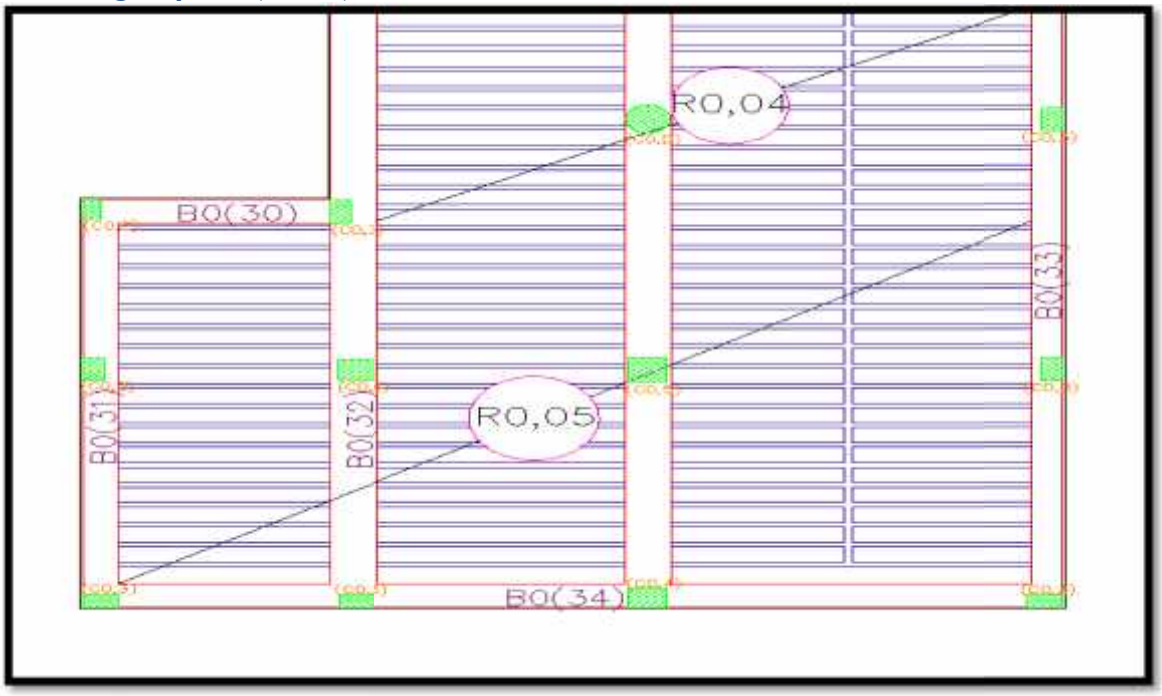


Fig 4.5 Span length of Rib (R005)

❖ 4.5.1 Requirements For Ribbed Slab Floor According to *ACI-(318-08)* .

bw ≥ 10cm……ACI(8.13.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5*bw …….. ACI(8.13.2)

Select h=35cm<3.5*12=42cm

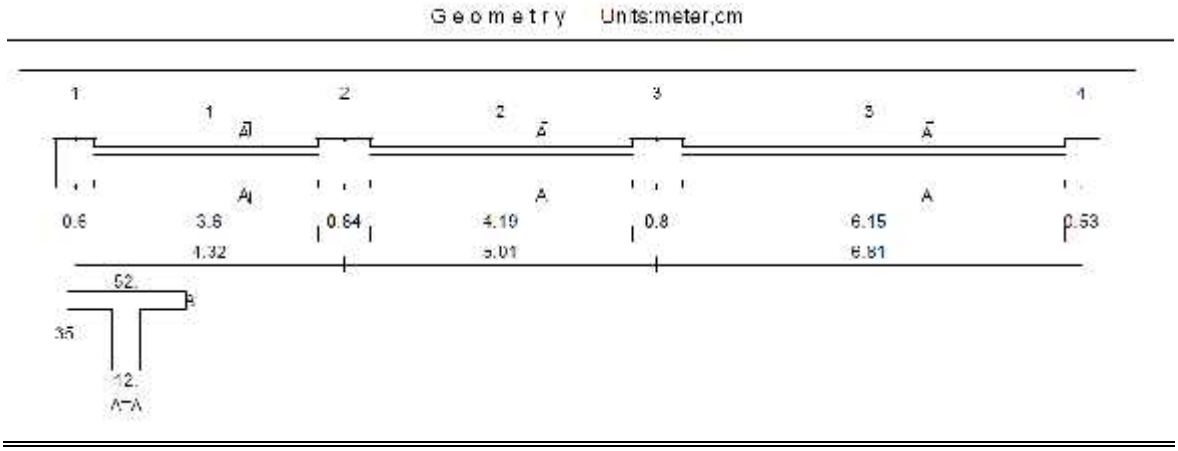
tf ≥ Ln/12 ≥50mm …….ACI(8.13.6.1)

Select tf=10cm

❖ **The effective flange width (b_e), according to ACI 8.12.2 is the smallest of :**

- **$b_e \leq \frac{L}{4} = \frac{15580}{4} = 3895mm$** **L, is the clear span of the rib.**
- **$b_e \leq b_w + 16h_f = 120+16\times10 = 2800$ mm.**
- **$b_e \leq$ center to center spacing between adjacent beams = 520 mm.** ***Control***

✓ **Statically system and Dimensions for R0,05**



✓ **Fig(4-6) Statically system and Dimensions for R0,05**

✓ 4.5.2 Load calculations:

Table(4-2) calculation of the Dead load for(R0,05)

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times b_e$	KN/m
Tiles	0.03×23×0.52	0.3588
Mortar	0.02×22×0.52	0.2288
Coarse sand	0.07×16×0.52	0.5824
Topping	0.08×25×0.52	1.04
Interior partitions	1.5×0.52	0.78
RC rib	0.27×25×0.12	0.81
Hollow Block	0.27×15×0.4	1.62
Plaster	0.02×22×0.52	0.2288
	∑	5.65

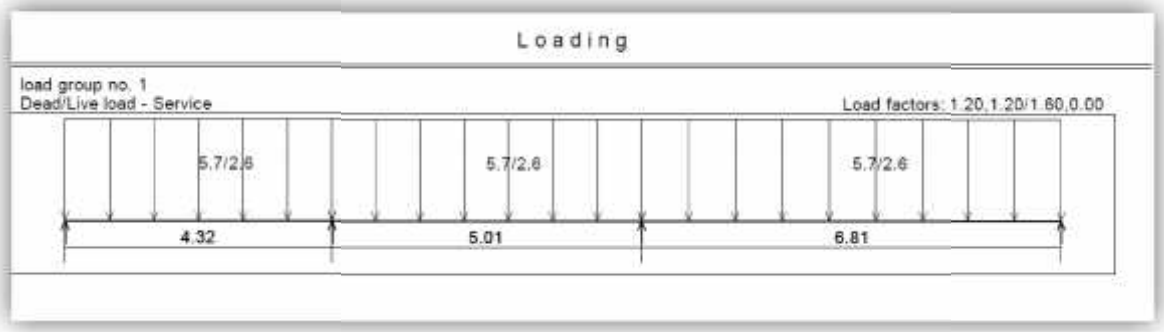
ive load /rib = 5 KN/m^2 × 0.52m = 2.61 KN/m/rib

Factored load :

D_u = 1.2 ×5.65 = 6.78KN/m.

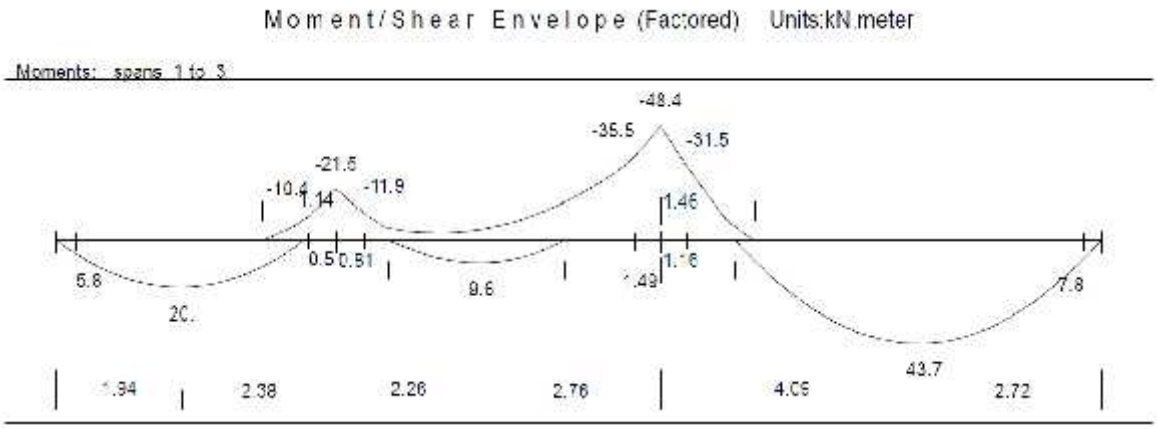
L_u = 1.6 ×2.61= 4.176 KN/m. m

W_u = 10.96 KN/m.



✓ **Fig(4-7) Dead & live load service**

✓ 4.5.3 Flexural Design for (R0,05) : -



✓ **Fig(4-8) Moment for R0,05**

Desig of span three :

4.5.3.1 Design of positive moment :

M_{umax} = 43.7 KN.m.

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement.

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\,mm.$

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

$M_{nf} = 0.85.f'_c.b_e.h_f.(d - \frac{h_f}{2})$

$$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(314 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 232.5KN.m$$

Assume Ø=0.9

M_{nf} $\frac{M_u}{\varphi}$ = 23.55KN.m, the section will be designed as rectangular section with b_e = b = 520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{43.7\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.947\,Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.5$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.5}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.5\times0.947}{420}}\right) = 0.0023$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0023 ×520×314= 375.54 mm^2

***Check for $A_{s,min}$.**

$A_{s,min}$ is the maximum of :-

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w.d$

1. **$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 120\times314 = 109.87\,mm^2$**
2. **$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120\times314 = 125.6mm^2$** *Control*

$A_{s,required}$ = 375.54 mm^2> $A_{s,min}$ =$125.6\,mm^2$.

Use 4ø 12 , $A_{s,\ provided}$ 452 mm^2 > $A_{s\ ,required}$ 375.54 mm^2. Ok

Tension steel yielding :-

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{452 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 17.89\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17.89}{0.85} = 21.04 mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{314-21.04}{21.04} = 0.041 > 0.005 \qquad 0k$$

4.5.3.2 Design of Negative moment.

M_u = 35.5 KN.m.

Assume bar diameter ø 12 for main negative reinforcement.

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{35.5 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 314^2} = 3.33\ Mpa.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.5$$

$$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{420}} = \frac{1}{20.5}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.5 \times 3.33}{420}} = 0.0087$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0087 ×120×314= 327.8mm^2

***Check for $A_{s,min}$.**

$A_{s\ ,min}$ is the maximum of :-

$$A_{s\ ,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}\ b_w . d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w . d$$

1. $A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 314 = 109.87\ mm^2$
2. $A_{s\ ,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 314 = 125.6 mm^2$ *Control*

$A_{s\ ,required}$ = 327.8mm^2.

Use 3 ø 12 , $A_{s\ ,provided}$ = 339 mm^2 > $A_{s,\ required}$ = 327.8mm^2. Ok

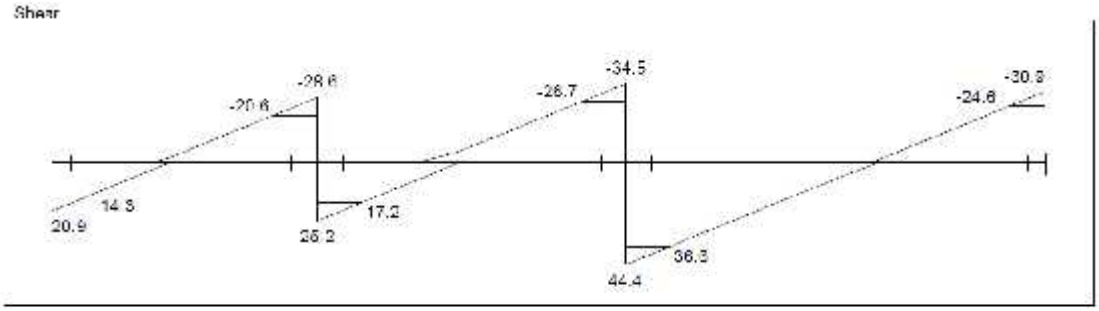
Check for strain:

$$\mathbf{a} = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{339 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 58.16\ mm$$

$$\mathbf{c} = \frac{a}{\beta_1} = \frac{58.16}{0.85} = 68.42 mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{314-68.42}{68.42} = 0.0107 > 0.005 \qquad 0k$$

✓ 4.6.3.3 Shear Design for (R0,05):



✓ Fig(4-9) Shear for R0,05

Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN.meter

Reactions

Factored

DeadR	12.13	30.46	48.07	18.77
LiveR	8.8	23.33	30.8	12.15
Max R	20.93	53.78	78.87	30.92
Min R	10.77	37.05	57.51	18.14
Service				
DeadR	10.11	25.38	40.06	15.65
LiveR	6.5	14.58	19.25	7.59
Max R	15.61	39.96	59.31	23.24
Min R	9.26	29.5	45.85	15.25

$V_{u\,max} = 36.6KN$

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

$$V_c = \frac{1.1}{6}\lambda \sqrt{f'_c}\, b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 33.8KN$$

ø V_c =0.75×33.8 =25.38 KN.

→Check for Cases:-

1- Case 1 : Vu ≤ $\frac{\phi V_c}{2}$.

36.6≤ $\frac{25.38}{2}$= 12.69…....Not satisfy

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2}$< Vu ≤ ϕ Vc

12.69 ≤ 36.6≤ 25.38……Not satisfy

3- Case3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi(V_c + V_{s,min})$

Provide minimum shear reinforcement

$V_{s,min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c}$ * b_w*d = $\frac{1}{16} * \sqrt{24}$ *0.12*0.314*10^3= 11.53KN.

$\phi V_{s,min}$ = 8.65

$$\geq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 12.56\ KN$$

$\phi V_{s,min}$ =9.42…….. control

ϕV_c = 25.38KN < V_u 36.6KN ≤ $\phi(V_c + V_{s.min})$ =38.8KN …… satisfy

∴Case (III) is satisfy → shear reinforcement is required.

Use 2 Legϕ8 for stirrups with A_v = 100.52 mm^2

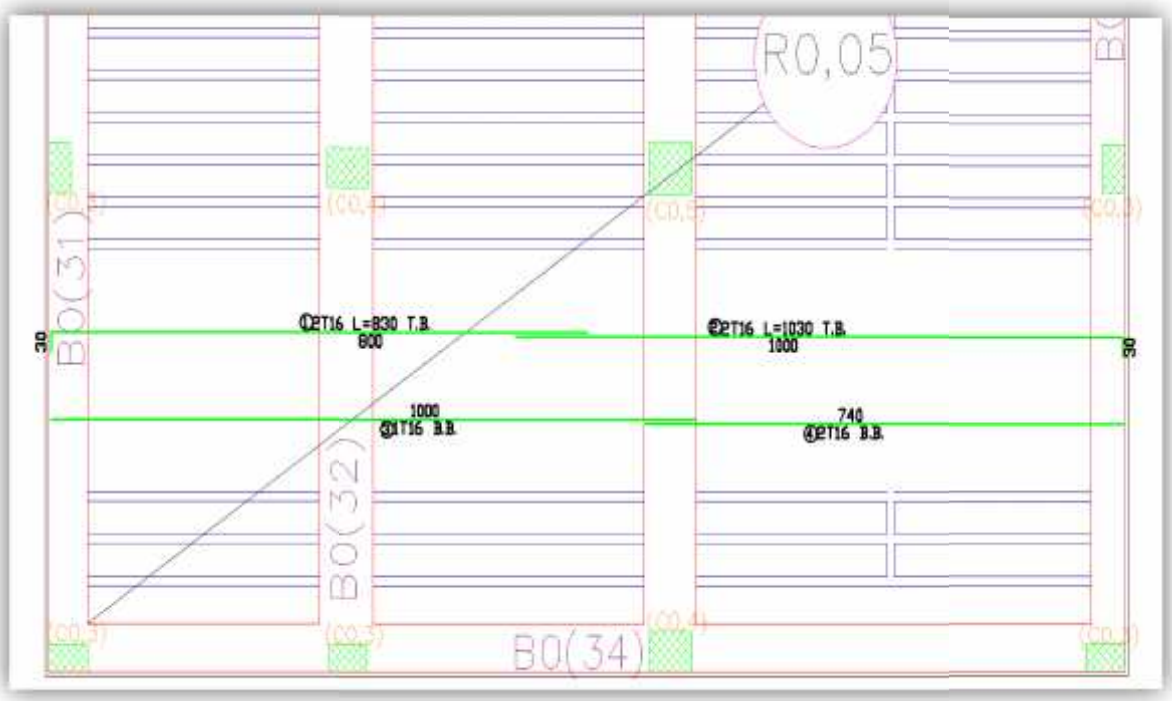
$$Vs = \frac{\phi Vsmin}{\phi} = \frac{9.42}{0.75} = 13$$

$$s = \frac{Av * fyt * d}{Vsmin} = \frac{100.52 * 420 * 314}{12.56} * 10^{-3} = 1055.46\ mm$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{314}{2} = 157mm.$$

$$\leq 600\ mm.$$

Select 2 leg ϕ8 @ 15cm



✓ **Fig(4-10) Design for (R0,05)**

4.6 Design of Solid slab:

4.6.1 Slab thickness:

For one end continuous = $\frac{L}{24} = \frac{4.32}{24} = 0.18\ m$

For both end continuous= $\frac{L}{28} = \frac{4.42}{28} = 0.158\ m$

For both end continuous= $\frac{L}{28} = \frac{4.00}{28} = 0.143 m$

For both end continuous= $\frac{L}{28} = \frac{3.81}{28} = 0.136\ m$

For one end continuous = $\frac{L}{28} = \frac{3.95}{24} = 0.165 m$

Take h = 35 cm.

Assume use ϕ 18 , d= 350 -20- $\frac{18}{2} = 321 mm$.

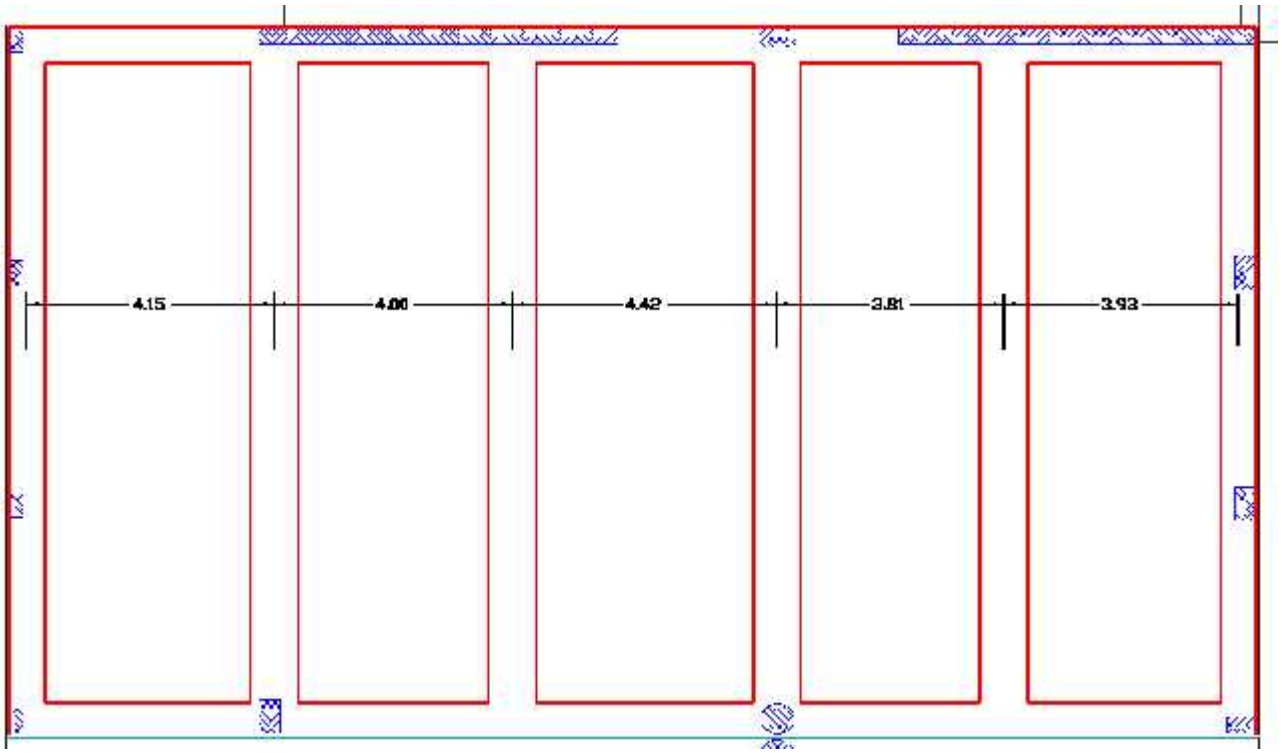


Fig (4- 11): solid slab.

4.6.2 Load calculations:

Material	**Δ×h×1**	**Load** (KN/m)
Tile	**0.03×23×1**	**0.69**
mortar	**0.03×22×1**	**0.66**
sand	**0.07×17×1**	**1.19**
partition	**2.3×1**	**2.3**
Self weight	**0.20×25×1**	**8.75**
∑		**13.59**

Live load = 2×1= 2 $\frac{KN}{m}$

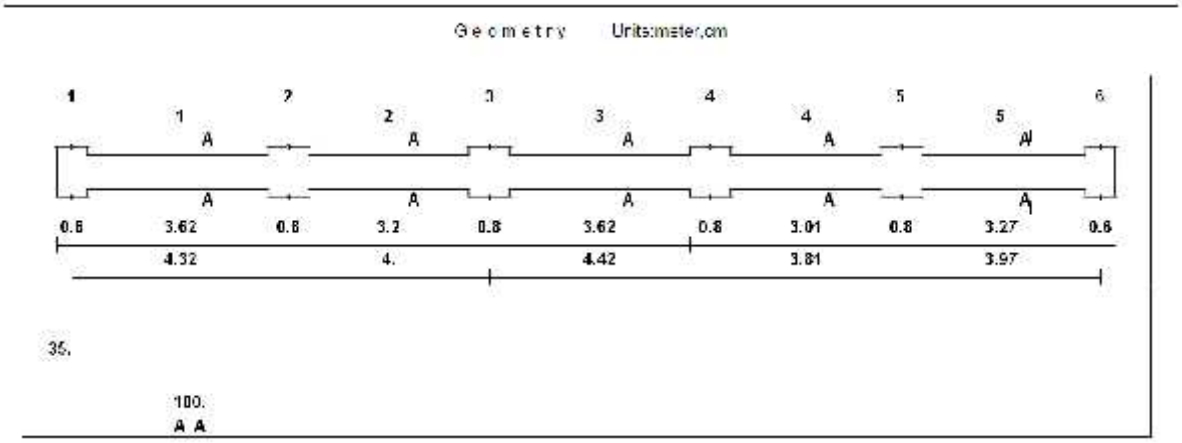


Fig (4-12): geometry of solid slab.

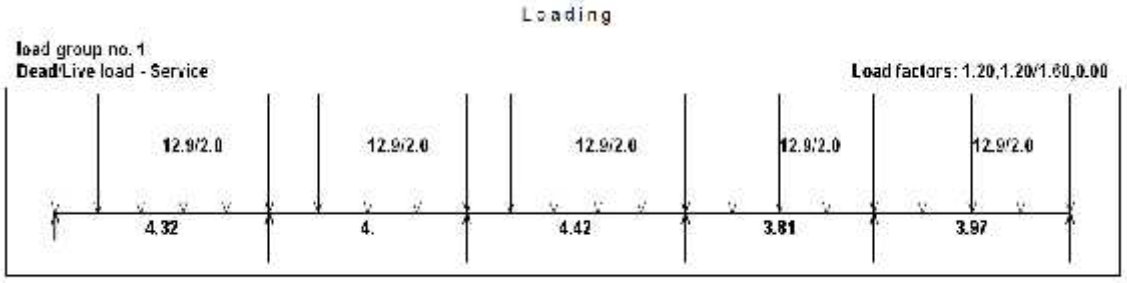


Fig (4-13): loading of solid slab.

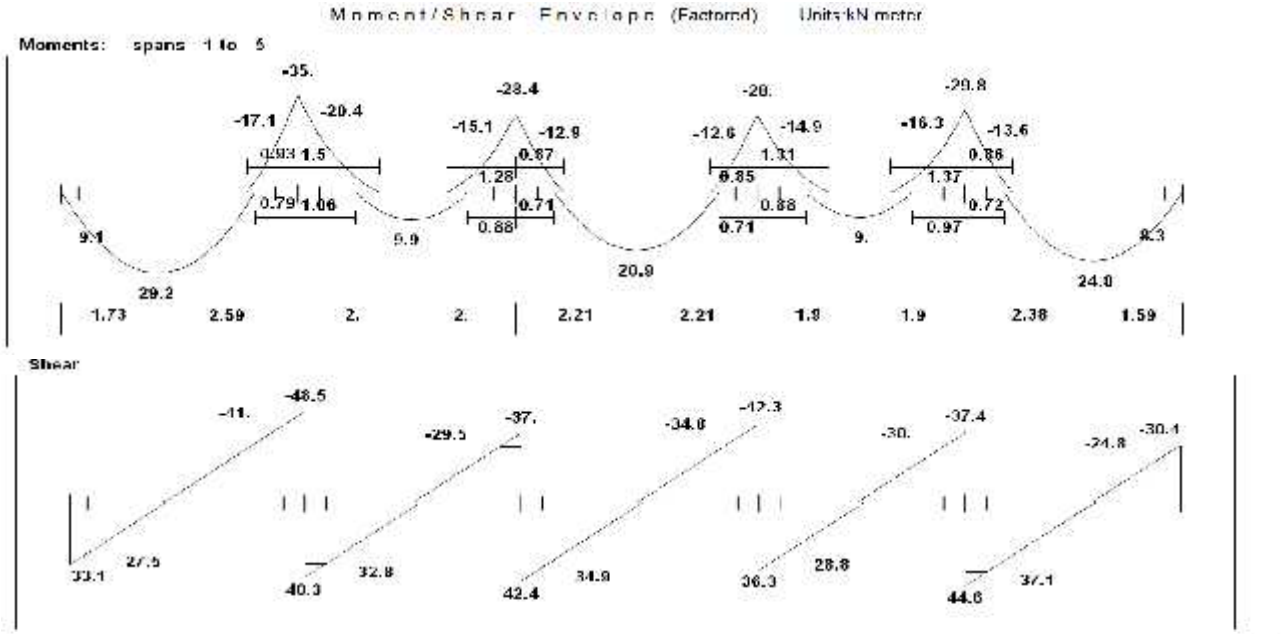


Fig (4-14): envelop moment and shear diagrams of solid slab.

4.6.3 Check whether the thickness of the slab is adequate for shear:

$V_{u,max}$ = 41 KN.

$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 321 \times 10^{-3} = 262.1 \ \frac{KN}{1m strip}$

ø V_c = 0.75×262.1 =196.57$\frac{KN}{1m strip}$

$V_{u,max} < ø\ V_c$

No need to increase the slab thickness, its adequate enough.

4.6.4 Design for flexure:

4.7.4.1 Design for positive moment:

For M_u =+29.2 KN.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2}$

$Rn = \frac{29.2\times10^6}{0.9\times1000\times321^2} = 0.31\ Mpa$

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

$m = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

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

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times0.31}{420}}\right) = 0.00074$

$A_s = \rho.b.d = 0.00074 \times 1000 \times 321 = 237.5\ mm2$

$A_{s,min} = 0.0018\times b \times h = 0.0018\times 1000 \times 350 = 630\ mm^2 > A_{s,req}$

$n_{\phi 18} = \frac{630}{254.5} = \frac{318}{m\,strip}$, ϕ 18@250.

Step (S) is the smallest of:

- 3×h =3×200 =600mm.
- 450mm.
- S= $380\ \frac{\frac{280}{2}}{\frac{2}{3}f_y} - 2.5C_c$ = 330mm

  S≤300 $\frac{\frac{280}{2}}{\frac{2}{3}f_y} = 300mm$ *cont.*

S=250mm <S_{max} Ok

For M_u =+9.9 $KN.m$

R_n =0.107 Mpa.

ρ = 0.00025

A_s =81.8 mm^2< $A_{s,min}$.

$n_{\phi 18} = \frac{312}{mstrip}$, 18@250mm

For M_u =+20.9 $KN.m$

R_n =0.23 Mpa.

ρ = 0.00054

A_s =173.2 mm^2 <$A_{s,min}$.

$n_{\phi 18}=\frac{318}{mstrip}$, 18@250mm.

For M_u =+9$KN.m$

R_n =0.097 Mpa.

ρ = 0.00023

A_s =73.83 mm^2< $A_{s,min}$.

$n_{\phi 18}=\frac{318}{mstrip}$, 18@250mm.

For M_u =+24.8$KN.m$

R_n =0.267 Mpa.

ρ = 0.00064

A_s =205.7 mm^2 <$A_{s,min}$.

$n_{\phi 18}=\frac{318}{mstrip}$, 18@250mm.

4.6.4.2 Design for negative moment:

For M_u = -20.4$KN.m$

R_n =0.22 Mpa.

ρ = 0.00053

A_s =169.04 mm^2 <$A_{s,min}$.

$n_{\phi 16}=\frac{416}{mstrip}$, 16@200mm.

For M_u = -15.1$KN.m$

R_n =0.16 Mpa.

ρ = 0.00039

A_s =124.9 mm^2 < $A_{s,min}$.

$n_{\phi 16}=\frac{416}{mstrip}$, 16@200mm.

For M_u = -14.9$KN.m$

R_n =0.16 Mpa.

ρ = 0.00038

A_s =123.3 mm^2 < $A_{s,min}$.

$n_{\phi 16}=\frac{416}{mstrip}$, 16@200mm.

For M_u = -16.3$KN.m$

R_n =0.18 Mpa.

ρ = 0.00042

A_s =134.92 mm^2 < $A_{s,min}$.

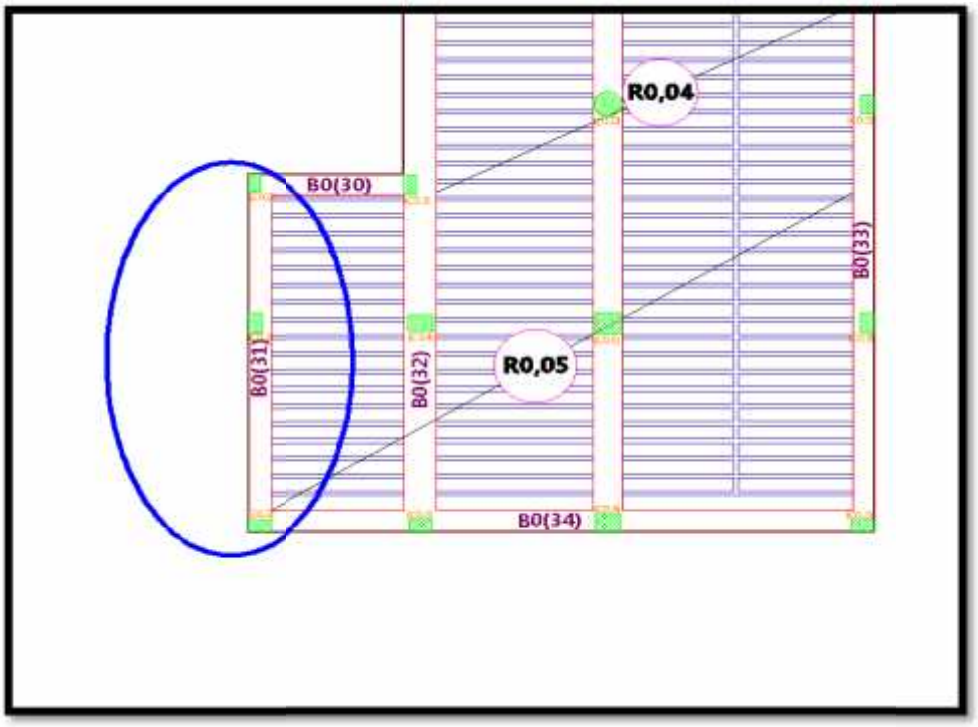
$n_{\phi 16}=\frac{416}{mstrip}$, 16@200mm.

4.6.5 Temperature and shrinkage reinforcement:

$A_{s,min} = 313.2mm^2$

$n_{\phi 12}=\frac{313.2}{78.5}=\frac{410}{m\,strip}$, 10@250mm.

4.7 Design for beam (B031):



✓ **Fig(4-15) Span of beam**

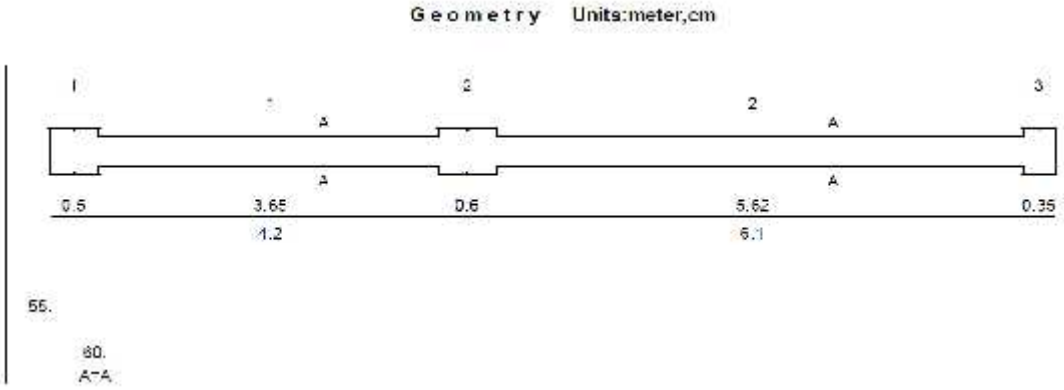


Fig (4-16) :geometry of B031.

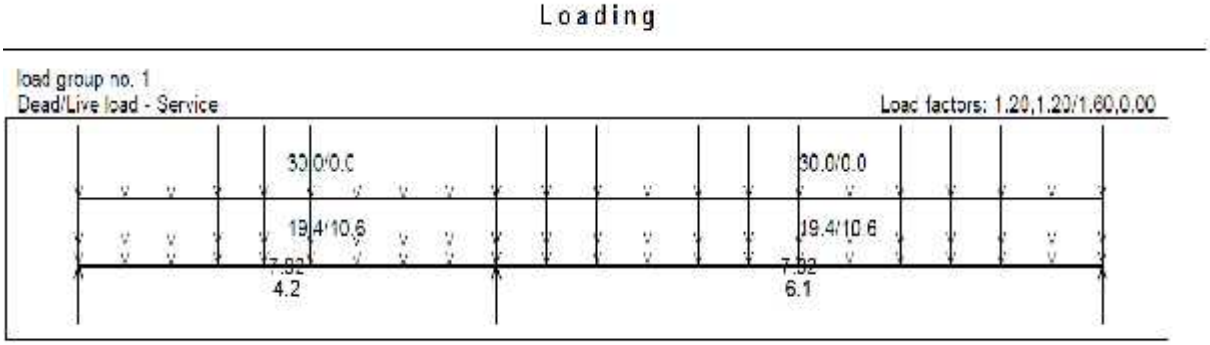
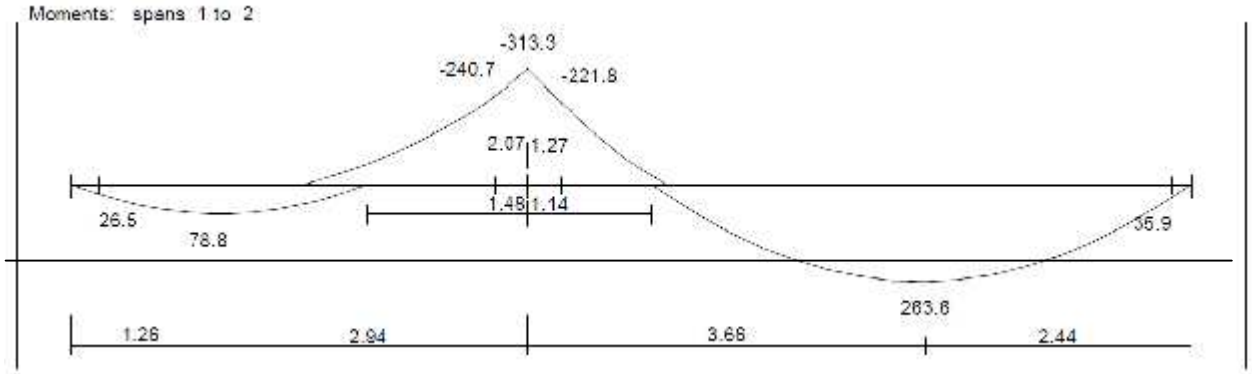


Fig (4-17) :dead +live load for B031



. Fig (4-18) :moment diagram of B031.

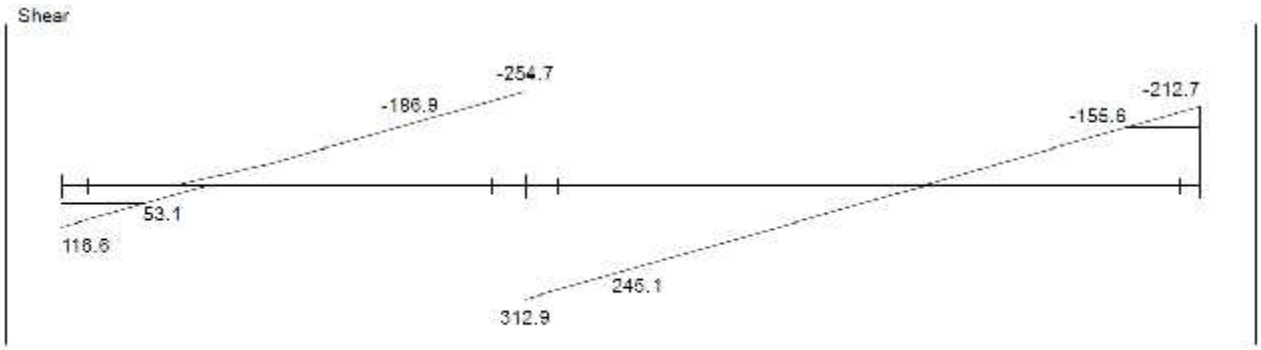


Fig (4-19) :Shear diagram of B031.

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

d= $h - cover - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2}$ = 550 − 40 − 10 − $\frac{20}{2}$ = 490 mm.

c = $\frac{3}{7}$ d = $\frac{3}{7}$ × 490 = 210 mm.

a= β_1. c = 0.85 × 210= 178.5 mm.

$M_{n,\,max}$ = 0.85× fc' × a × b × (d - $\frac{a}{2}$)= 0.85 × 24 × 178.5 ×600(490- $\frac{178.5}{2}$)

$M_{n,max}$ = 919.7 KN.m .

ø = 0.82 , ø $M_{n,\,max}$ = 754.17 KN.m > M_u= 240.7KN.m.

Design the section as singly reinforcement section.

4.7.2 Flexure design:

4.7.2.1 Design for positive moment:

For M_u =+78.8 KN.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2}$

$Rn = \frac{78.8.1\times10^6}{0.9\times600\times490^2}$ = 0.607 Mpa

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

m= $\frac{420}{0.85\times24}$ = 20.59

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

$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times1.89}{420}}\right) = 0.00146$

$A_s = \rho.b.d = 0.00146 \times 600 \times 490 = 429.24\ mm2$

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w.d$

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 600 \times 490 = 857.32 mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 600 \times 490 = 980\ mm^2$

Let use ϕ 20,with A_s=314.15 mm^2 $\longrightarrow$ $n = \frac{980}{314.15} = 4 bars, with\ A_s =$ $1256.6 mm^2$.

Check for placement of bas :

$S = \frac{600-40\times2-10\times2-4\times20}{3} = 140mm > 25mm \quad ok$

Check for the strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1256.6\times420}{0.85\times600\times24} = 43.11mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43.11}{0.85} = 50.71mm$

$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{490-50.71}{50.71} = 0.025 > 0.005 \quad 0k$

Ø=0.9,

$Ø\ M_n = ØA_{s.f_y}\ \left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 1256.6 \times 420\ \left(490 - \frac{43.11}{2}\right) = 222.5\ KN\ > M_u$

For M_u =+263.6 KN. m

R_n =2.03 Mpa.

ρ = 0.0051

A_s =1499.4 mm^2 > $A_{s,min}$.

$n_{ϕ\,20} = \frac{1499.4}{314.15} = 520\ with$ As = 1570.75 mm2

check for placement :

S = 100mm > 25 mm ok

Check for strain :

a = 53.89mm , c =63.4 mm.

$\varepsilon_s = 0.020 > 0.005$ ok ,

ø=0.9

ø M_n = 274.93 KN.m > M_u .

4.7.2.2 Design for negative moment:

For M_u = -240.7 KN. m

R_n =1.85 Mpa.

ρ = 0.0046

A_s =1352.4 mm^2 > $A_{s,min}$.

$n_{\phi 20} = \frac{1352.4}{314.15} = 520 \ with$ As $= 1570.75$ mm2

check for placement :

S = 100mm > 25 mm ok

Check for strain :

a = 53.89mm , c =63.4 mm.

$\varepsilon_s = 0.020 > 0.005$ ok ,

ø=0.9

ø M_n = 274.93 KN.m > M_u .

4.7.3 Design the beam for shear:

$V_{u,max}$ = 245.1 KN.

d= $h - cover - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2} = 550 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 490\ mm.$

$V_c = \frac{1}{6}\ \sqrt{f'_c} b.d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 600 \times 490 \times 10^{-3} = 240.05\ KN$

4.7.3.1 Check for section dimensions:

$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{245.1}{0.75} - 240.05 = 86.75\ KN$

$V_{s,max} = \frac{2}{3}\ \sqrt{f'_c} b.d = \frac{2}{3}\sqrt{24} \times 600 \times 490 \times 10^{-3} = 960.2\ KN$

$V_s < V_{smax}$ so the section is large enough.

4.7.3.2 Check for the case of shear:

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\ \sqrt{f'_c} b.d \quad OR = \frac{1}{3}\ b.d \quad which\ is\ larger.$

$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times\ 600 \times 490 \times 10^{-3} = 90.02\ KN$

$V_{s,min} = \frac{1}{3} \times 600 \times 490 \times 10^{-3} = 98 \quad cont.$

$\emptyset(V_{smin} + V_c)$ = 0.75(98 +240.05) =253.53 KN.

$V_u < \emptyset(V_{smin} + V_c)$ case(III). for shear design

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{490}{2} = 245$ mm OR $S_{max} \leq 600mm$

S_{max} =245 mm cont.

By using ϕ 10 double legs stirrups, A_v = 157.1 mm^2

$$s = \frac{A_v f_{yt}}{V_s} d = \frac{157.1 \times 420 \times 490}{86.75 \times 1000} = 372.69\ mm$$

Use 2 leg ϕ 10 @50mm

For all spans 2 leg ϕ 10 @50mm will be used for stirrups.

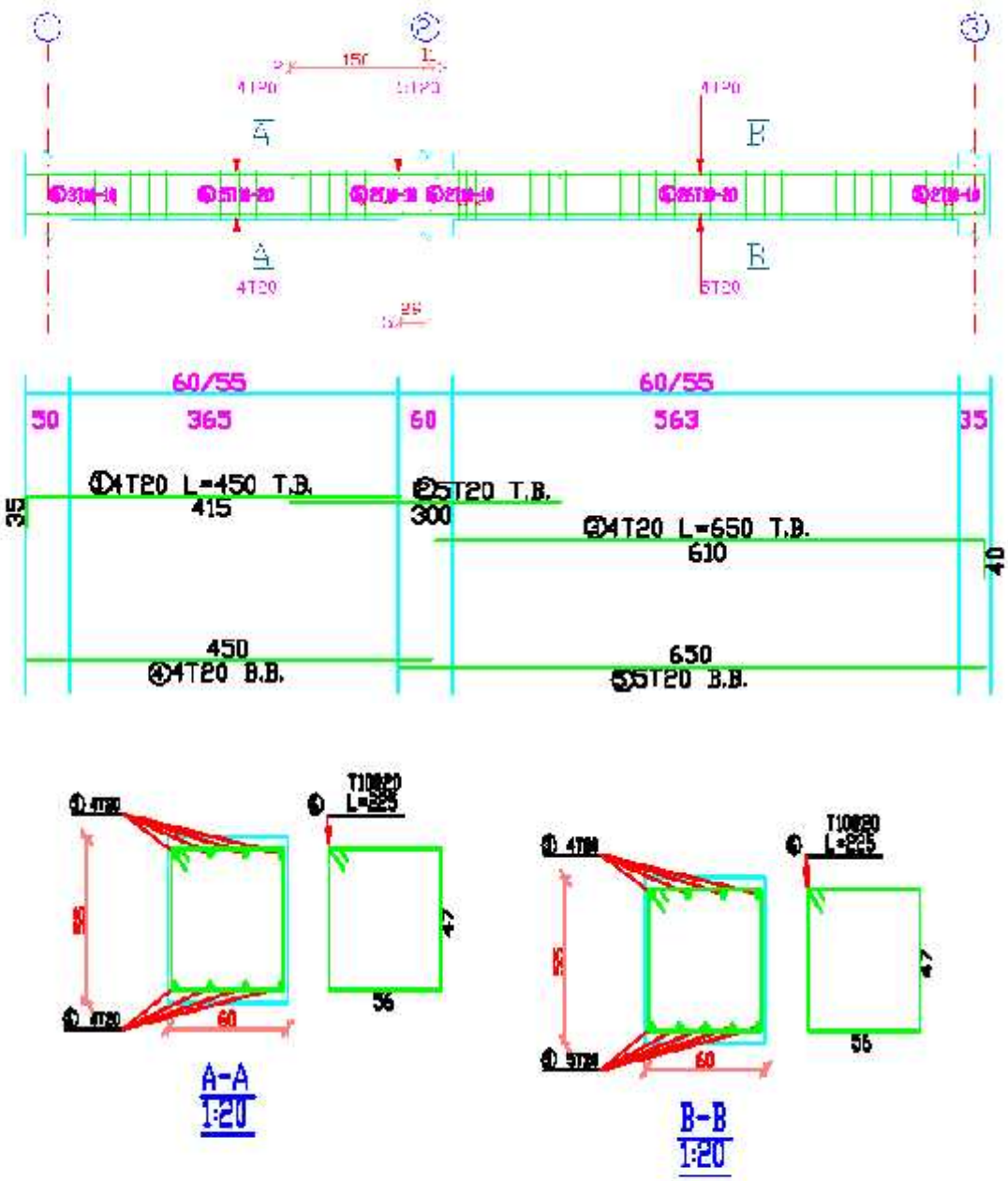


Fig (4-20): detail of B031.

4.8 Design of Short Column:

Column (C04) in the Ground Floor of the Medical College.

4.8.1 Load Calculation:

P_u = 6000 KN .

$\phi P_n = P_u$ (ø=0.65 for tied column) .

Let ρ =0.025

A_s =0.025 A_g

$\phi P_{n,max} = \phi 0.8\ 0.85 f_c'\ A_g - A_s\ + A_s f_y\ = 0.65 \times 0.8\ 0.85 \times 24\ A_g - 0.025 A_g\ + 0.021 \times 0.20 Ag$

$6000 \times 10^3 = 15.8 A_g$ nb9

$A_{g,req}$ = 379746.8 mm^2.

$A_g = a \times h$ Take a =650 mm h = 584.3 mm

Take h =650 mm , A_g = 422500 mm^2 > $A_{g,req}$ ok .

4.8.2 Check Slenderness Effect:

In both direction:

$$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12 \times \frac{M1}{M2} \qquad ACI(10.12.2)$$

L_u : Actual Unsupported Length .

r: Radius Of Gyration = 0.3×h = $\frac{\overline{I}}{A}$

K = 1.0, According to **ACI 318-08 (10.12.2)** the effective length factor (K) shall be permitted to be taken as 1.0

L_u = 3.75 m.

$\frac{M_1}{M_2}$= 1.0

$$r = 0.3 \times 0.65 = 0.195$$

$$\frac{1.0 \times 3.75}{0.195} \leq 34 - 12 \times 1.0$$

$19.2 < 22$, short column in both directions .

4.8.3 Select the longitudinal bars:

$\phi P_{n,max} = 0.65 \times 0.8\ 0.85 \times 24\ 422500 - A_s\ + 420A_s$

$A_{s,req}$ = 7306 mm^2 , try ϕ 25 with A_s =490.87 mm^2

Use 18 ϕ 25 with A_s =8835.7 mm^2 > $A_{s,req}$ ok

$\rho = \frac{As}{Ag} = \frac{8835.7}{422500} = 0.0209$

4.8.4 Design for ties:

use ties ϕ 10 with spacing shall not exceed the smallest of :

- $48 \times d_s = 48 \times 10 = 480\ mm$.
- $16 \times d_b$= 16× 20 = 320mm. Cont.
- The least dim. Of the column = 500 mm.

Use ϕ 10 @300 mm.

4.8.5 Check for code requirements:

- clear spacing between longitudinal bars = $\frac{650-40\times2-10\times2-25\times6}{5} = 80mm$

80 mm > 40mm

>1.5 d_b = 30 mm . ok

- gross reinforcement ratio = 0.0209 , 0.01 < 0.0209<0.08 ok

- NO of bars = 18> 4 bars for square columns.

- min ties diameter : ϕ 10 for ϕ 32 longitudinal bars and smaller.

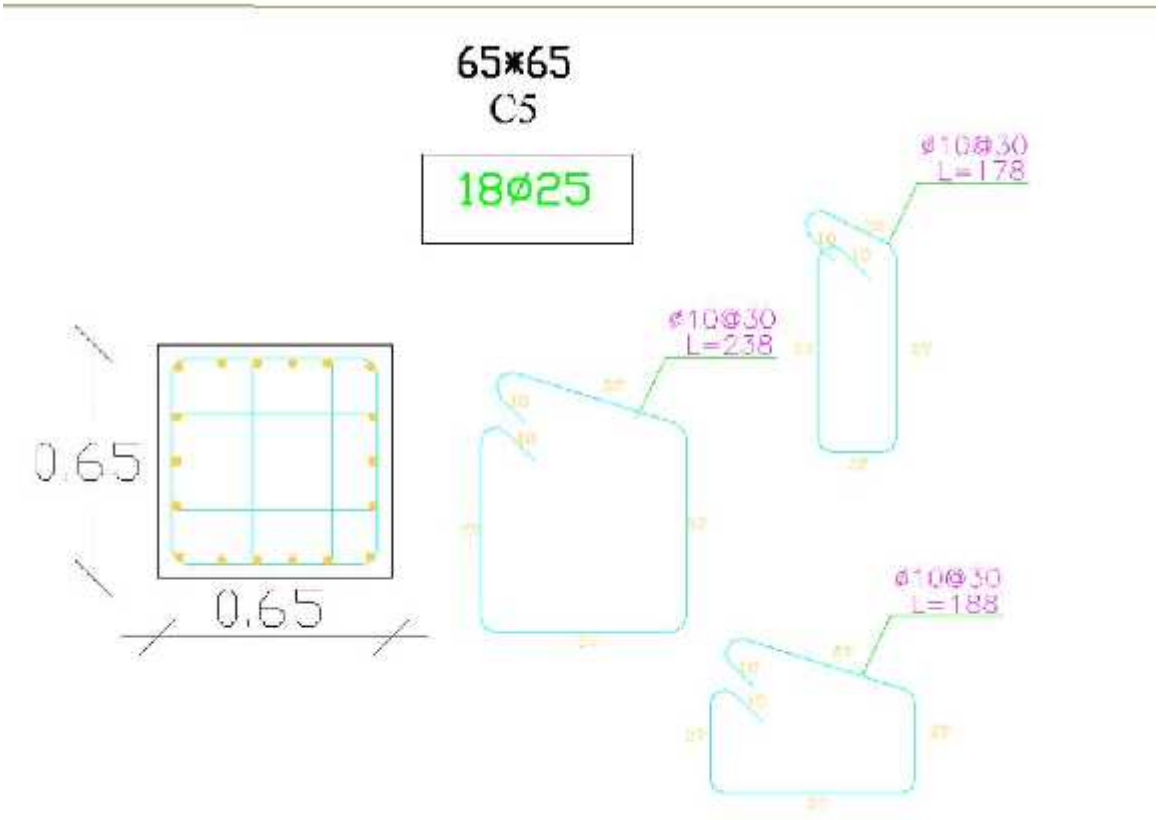


Fig (4-21):C04 detail

4.9 Design of long column (C02):

P_u = 1234 KN

P_u = 560 KN

P_u = 1794 KN

4.9.1 Check the slenderness effect:

(non sway system)

$\frac{kL_u}{r} < 34 - 12\ \frac{M_1}{M_2}$ ACI 10.12.2

r = $\frac{\overline{I}}{A} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.5 = 0.15$

L_u = 3.75 m

$\frac{kL_u}{r} = \frac{1\times3.75}{0.15} = 25 > 34 - 12 = 22$

So the column is long at x and y directions.

4.9.2 Calculate e_{min} ,M_{min}:

e_{min} =15 +0.03h =15+0.03×500 =30mm.

M_{min}= P_u × e_{min}=1794×0.030 =538.2 KN.m

E_c =4700 $\sqrt{f'_c}$ = 4700$\sqrt{24}$ =23025.2 Mpa.

$I_g = \frac{b.h^3}{12}$ = 3.13 ×$10^9$$mm^4$.

$\beta_{dns} = \frac{D_u}{P_u} = \frac{1234.1}{1794}$ =0.69 <1.

$$E.I = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta dns} = \frac{0.4\times23025.2\times3.13}{1.69} = 17057.72\ KN.m^2$$

4.9.3 Determine of Euler buckling load:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{Kl_u{}^2} = \frac{\pi^2\times17057.72}{3.75^{\ 2}} = 11971.8\ KN$$

4.9.4 Calculate the moment magnifier factor:

$$C_m = 0.6 + 0.4\ \frac{M_1}{M_2} = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{1794}{0.75\times11971.8}} = 1.24 > 1$$

The magnified (e) and (M):

$e = \delta_{ns}\, e_{min} = 1.3 \times 30 = 39 \approx 40mm$

$M = \delta_{ns}\, M_{min} = 1.3 \times 538.2 = 699.66$ KN.m

4.9.5 Select the column reinforcement:

- **compute the ratio e/h:**

$$\frac{e}{h} = \frac{40}{500} = 0.08$$

- **compute the ratio γ :**

$$\gamma = \frac{500-2\times40-2\times10-14}{500} = 0.772$$

- Use interaction diagrams A-9b and A-9c to determine ρ_g for the selected dimensions : h=500mm, b=300mm. The interaction diagrams are entered with

$$\frac{\phi Pn}{Ag} = \frac{Pu}{Ag} = \frac{1794 \times 103}{500 \times 300} \times 0.145 = 1.73$$

Diagram A-9b (for γ=0.75) , ρ_g=0.01

Diagram A-9c (for γ=0.9) , ρ_g=0.01

ρ_g(γ=0.75) =0.01

4.9.6 Select the reinforcement:

$A_{st} = \rho_g \times A_g = 0.01 \times (500 \times 300) = 1500\ mm^2$

$n_{\phi 14} = \frac{1500}{153.9} = 1014$

Use 1024

4.9.7 Design the stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

- $16 \times d_b = 16 \times 14 = 224$ mm cont.
- $48 \times d_s = 48 \times 10 = 480$ mm
- Least diminution of the column = 300 mm

Use ϕ 10@200mm.

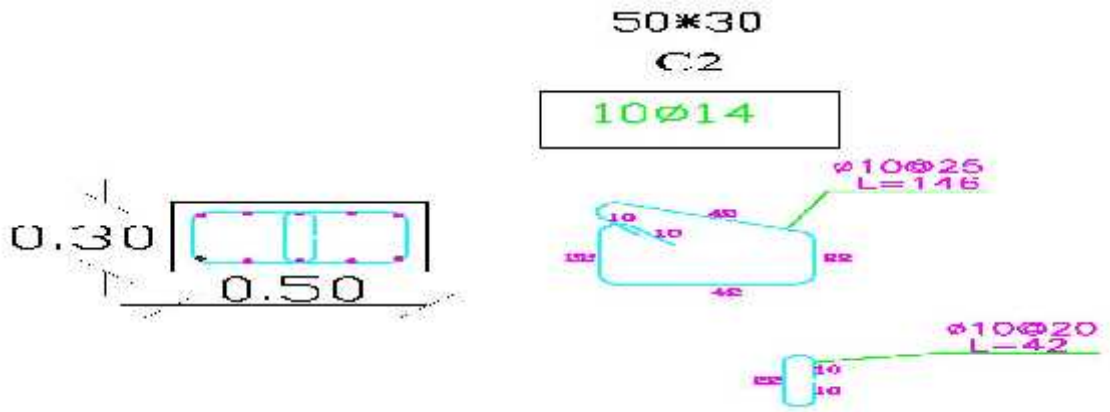
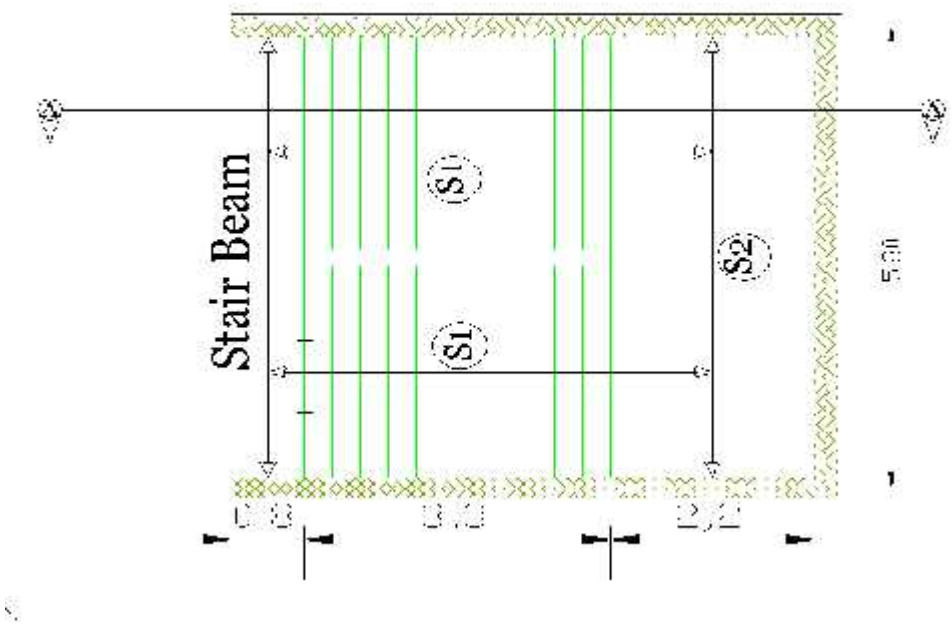


Fig (4-22): C2 detail

4.10 Design of stair:



Fig(4-23) stair plan

4.10.1 Determination of Slab Thickness:

For Flight:

L = (1.1+3.3+0.4) = 4.8 m.

h_{req} = L/ 20.

h_{req} = 4.8 / 20 = 0.24 m

In the case presented here, where the slab end is cast with the supporting beams and additional negative reinforcement is provided, minimum thickness can be assumed to be:

h_{req}= L/28 .

h_{req} = (4.8/28) = 0.17 m

Take h = 25 cm.

For Landing:

L = 5.80m.

h_{req} = L/ 20.

h_{req} = 3.80/ 20 = 29 cm.

Use h= 35 cm.

4.10.2 Load Calculations:

The stair slope by θ = $\tan^{-1}\frac{170}{300} = 29.53$.

For Flight :

Dead Load for flight:

concrete = (25*0.25*1)/cos29.54 = 7.183 KN/m

plastering = (22*0.03*1)/cos29.54= 0.758 KN/m

stair steps = (25/0.3)*((0.17*0.3)/2)= 2.125 KN/m

mortar = 22*((0.17+0.35)/0.3)*0.02*1= 0.762 KN/m

tiles = 27*((0.17+0.35)/0.3)*0.03*1 = 1.404 KN/m

Total Dead Load = 12.232 KN/m

Live Load = 5× 1 = 5 KN/m.

Total Dead Load For Flight = 1.2×12.30 + 1.6×5 = 22.76 KN/m.

Landing Dead load computation:

Concrete = (25*0.35*1) =8.75KN/m

Plastering = (0.03*22*1) = 0.66 KN/m

Morter = 0.02*22*1 = 0.44 KN/m

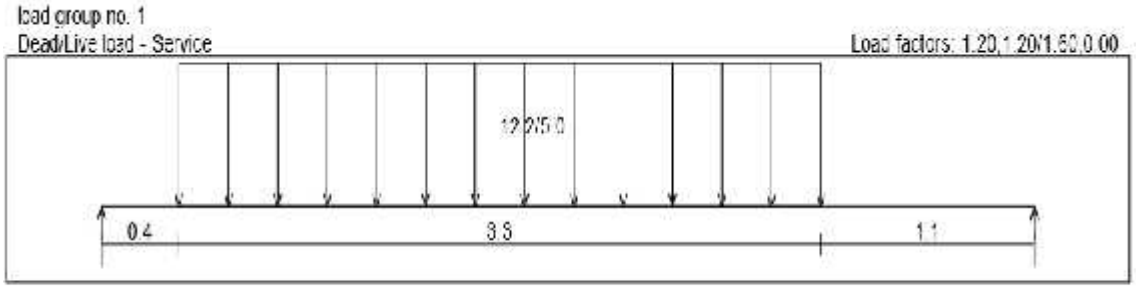
Tiles = 0.03*22*1 = 0.66 KN/m

Total Dead Load = 10.51KN/m

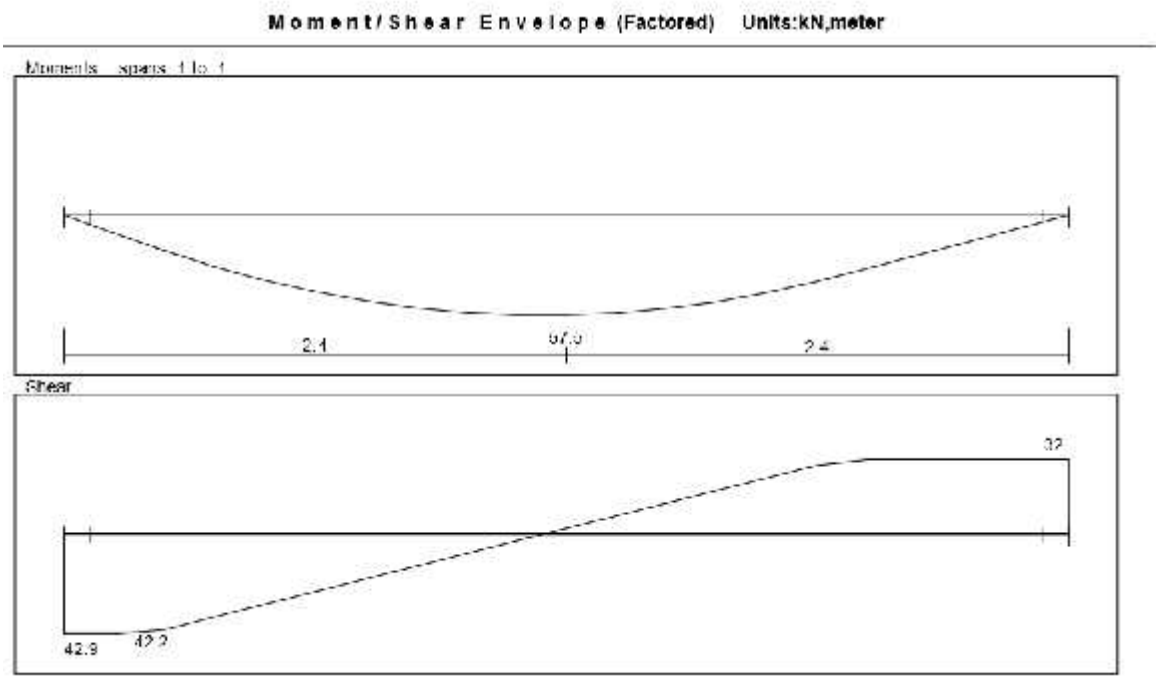
Live Load = 5×1 = 5 KN /m.

Total Dead Load For landing = 1.2×10.51 + 1.6×5 = 20.61 KN/m.

By using ATIR program use b = 100 cm.



Fig(4-24) Loads on Flight.



Fig(4-25)Moment and Shear on Flight.

4.10.3 Design of Shear for flight:

- Assume Ø 14 for main reinforcement:

So, d =250 – 20 - (14/2) = 223 mm.

- Vu =42.2 KN .
- $\text{¤}Vc = \frac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\text{¤}Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223 * 10^{-3}}{6} = 136.6KN$
- Vu = 42.2 KN < Ø.Vc = 136.6 KN. .

Depth of flight is ok. So, there is no shear Reinforcement required .

4.10.4 Design of Bending Moment for Flight:

Mu =57.5 KN.m.

Mn req = Mu / 0.9 = 57.5/ 0.9 = 63.88 KN.m .

Assume bar diameter 14 for main reinforcement.

d = 250 – 20 – (14/2) = 223 mm.

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{63.88*10^6}{1000*(223)^2} = 1.28MPa .$$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*1.28}{420}}\right) = 0.00315$$

As req = $0.00315\times 1000\times 223$= 702.45 $mm^{2\cdots}$……..control

$A_s$min=$0.0018\times 1000\times 250$= 450 mm^2

S=153.9/702.45 =0.178 m.

Use Φ14 @ 20 cm. Use 5Φ14.

- **Check for spacing:**

3h=3×250 =750 mm.

S=450.

$$s = 380\ \frac{280}{0.667*420} - 2.5*20 = 330mm$$

$$s = 300\ \frac{280}{0.667*420} = 300mm\ldots\ldots \text{ control.} \quad \text{Ok}$$

- **Secondary Reinforcement:**

For shrinkage & Temperature As provide equal :

As min = 0.0018 × B × h = 0.0018×1000×250 = 450 mm^2

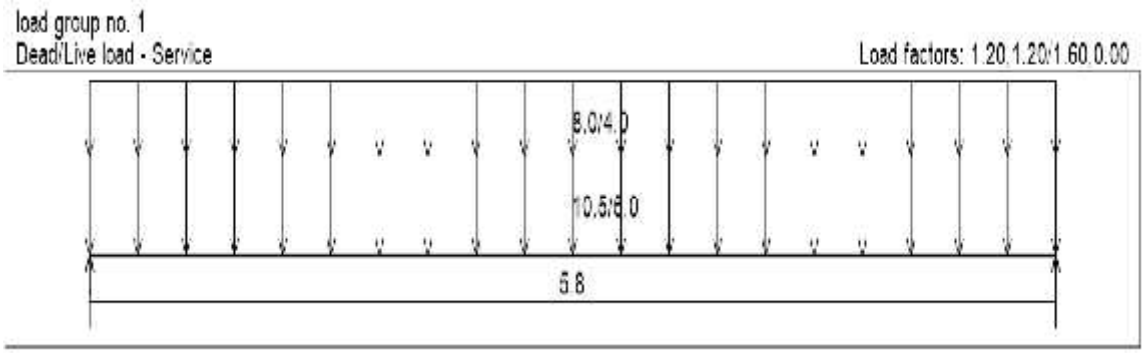
Use 3 Φ14 /m or 1 Φ 14 @ 300 cm.

4.10.5 Design of landing(S2):

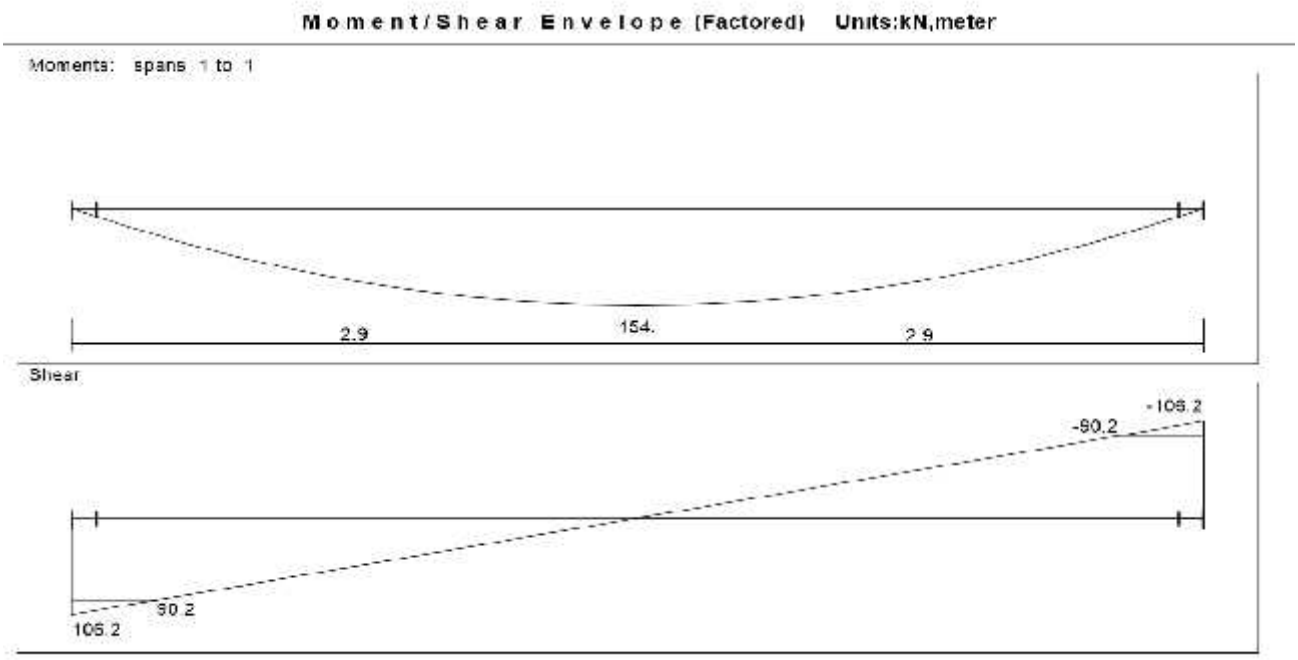
thickness =35 cm.

Total Dead Load For landing = 1.2×10.51 + 1.6×5 = 20.61 KN/m.

$W_R = R_{S1(per\ meter)}$ / B = 36.1/2 = 18.05 KN/m



Fig(4-26) Loads on Landing.



Fig(4-27) Moment and Shear Diagram.

4.10.6 Design of Shear for Landing:

- Vu = 90.2KN.
- $\text{¤}Vc = \frac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\text{¤}Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 323 * 10^{-3}}{6} = 197.8 \text{ KN}$
- Vu = 90.2 KN < ØVc = 197.8 KN.
-

Depth of flight is ok. So, there is no shear Reinforcement required.

4.10.7 Design of bending moment for landing:

Mu = 154 KN.m.

Mn req = 154 / 0.9 = 171.11 KN.m.

d=350 – 20– (14/2) = 323 mm.

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$Rn = \frac{171.11*10^6}{1000*(323)^2} = 1.64MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.64}{420}}\right) = 0.00407$$

As req = $0.00407 \times 1000 \times 323 = 1314.61$ mm$^{2.}$ … control

$A_{S}min = 0.0018 \times 1000 \times 350 = 630$ mm^2

Use Φ14 @ 12 cm. Use 9Φ14

- **Check for spacing:**

3h=3*350=1050 mm

S=450

$$s = 380 \ \frac{280}{0.667 * 420} - 2.5 * 20 = 330mm$$

$$s = 300 \ \frac{280}{0.667*420} = 300mm \ldots\ldots \text{ control .}$$

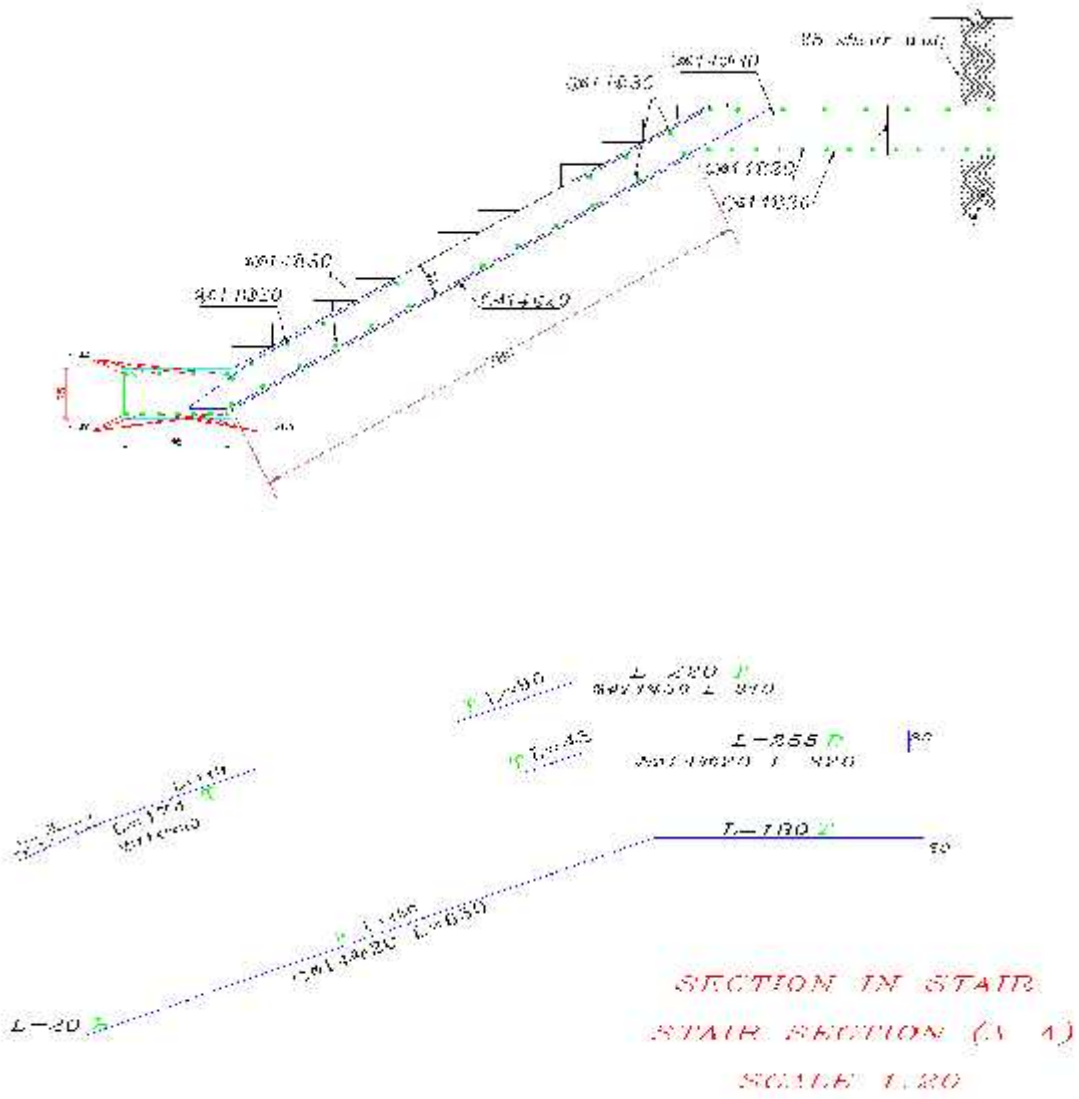
Use 1Φ 14@ 8 cm.

- **Secondary Reinforcement :**

For shrinkage & Temperature As provide equal :

As min = 0.0018 × B × h = 0.0018×1000×350 = 630 mm^2

Use 5Φ14 /m or 1 Φ 14 @ 20 cm.



Fig(4-28) Reinforcement Detail for Stair

4.11 Shear wall (No 5) design:

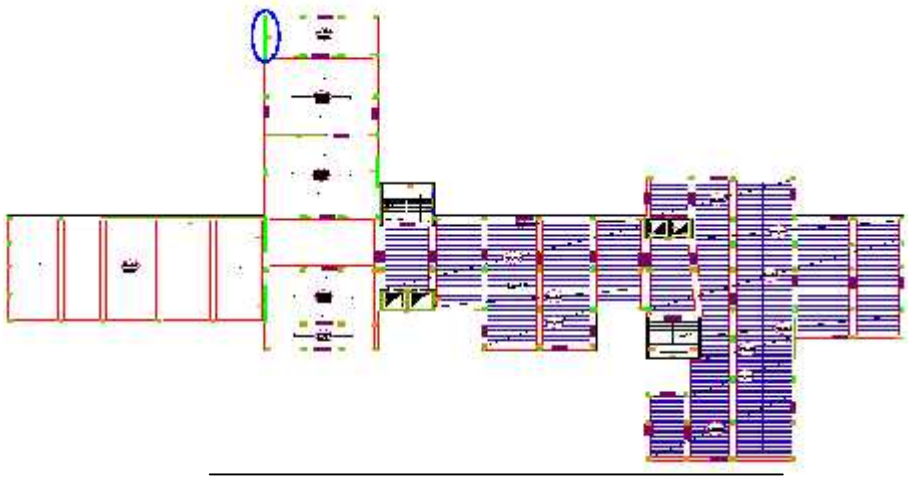


Fig (4- 29): the shear wall.

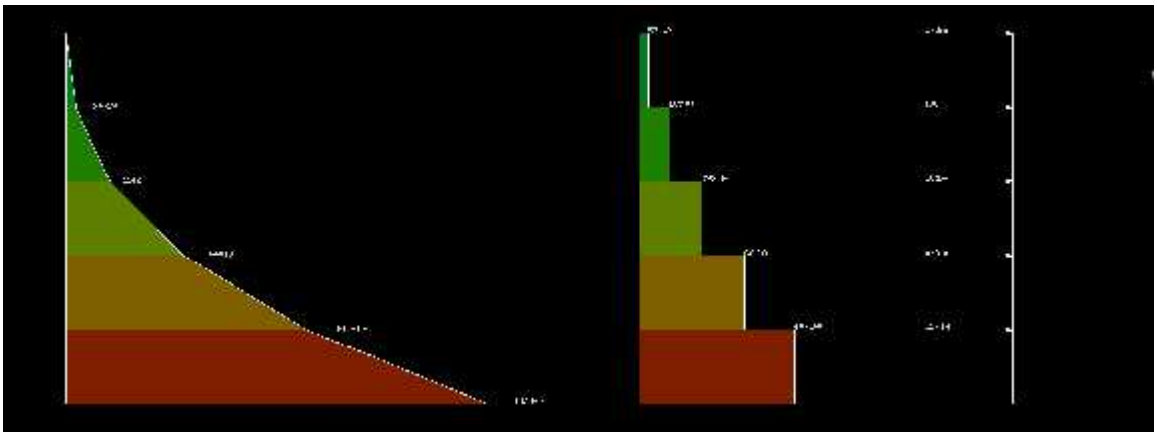


Fig (4-30): moment and shear for the shear wall.

Shear wall thickness, h = 25 cm.

Story height, h_w = 4.10 m

4.11.1 Check max shear strength permitted:

$\phi V_{n,max}$ =0.75 ×0.83× $\sqrt{f'_c}$ ×h×d

let that d= 0.8 L_w =0.8 ×7.5 =6m

$\phi V_{n,max}$ =0.75 ×0.83×$\sqrt{24}$ ×250×6 =4574.4 KN > V_u =984.22 KN ok .

4.11.2 Calculate shear strength provided by concrete:

Critical section for concrete is the smallest of:

- $\frac{L_w}{2} = \frac{7.5}{2} = 3.75m$ $cont.$
- $\frac{\sum h_w}{2} = \frac{4\times4.10}{2} = 8.2m$
- Story height = 4.10m.

V_c is the smallest of :

- $V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}\, h\, d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 250 \times 6 = 1224.7KN$ $, cont.$
- $V_c = 0.27\sqrt{f'_c}\, h\, d + \frac{N_u . d}{4l_w} = 0.27\sqrt{24} \times 250 \times 6 + 0.0 = 1984.08\, KN$
- $V_c = 0.05\sqrt{f'_c} + \frac{L_w\ 0.1\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{h l_w}}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}}\ hd$

  M_u at critical section = 6102.2+984.22*(4.68-3.75_=7017.52KN.m

  $\frac{701752}{984.22} - \frac{7.5}{2} = 3.38 > 0.0$ $ok.$

  $V_c = 0.05\sqrt{24} + \frac{7.5\ 0.1\sqrt{24} + 0.0}{3.38}\ 250 \times 6 = 1998\, KN$

4.11.3 Determine required horizontal reinforcement:

V_u =984.22 KN.

0.5øV_c = 0.5×0.75×1224.7 = 459.2 KN.

V_u > 0.5øV_c need reinforcement.

$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{5984.22}{0.75} - 1224.7$ =87.59 KN.

$\rho = \frac{A_s}{s.h}$, $\frac{A_s}{s} = \frac{V_s}{f_y.d} = \frac{87.59\times10^3}{420\times6000} = 0.035\ \frac{mm^2}{mm}$

$\rho = \frac{0.035}{250} = 0.00014 < 0.0025$

by using ϕ 12

$\rho = \frac{2\times113.1}{s\times250} = 0.0025 \longrightarrow$ s = 362mm.

max. spacing is the smallest of:

- $\frac{L_w}{5} = \frac{7.5}{5} = 1.5m$
- 3h = 0.75m.
- 450mm cont.

For horizontal reinforcement use ϕ *12@250mm.*

4.11.4 Determine required vertical reinforcement:

$\frac{\sum h_w}{L_w} = \frac{5\times4.10}{7.5} = 2.73m.$

$\rho_{v,min} > 0.0025 + 0.5\ \ 2.5 - \frac{\sum h_w}{L_w}\ \ (\rho_t - 0.0025) \geq 0.0025.$

take $\rho_v = 0.0025$.

max spacing is the least of,

- $\frac{L_w}{3} = \frac{7.5}{3} = 2.5m$
- 3h = 0.75m.
- 450mm cont.

Use ϕ *12@250mm.*

4.11.5 Design for flexure (uniformly distributed flexure reinforcement):

Check moment strength based on required vertical reinforcement for shear,
The uniformly distributed vertical reinforcement ϕ 12@250mm.

$A_{st} = \frac{7500}{250} \times 2 \times 113.1 = 6785.8\ mm^2$

$\omega = \frac{Ast}{L_w h}\ \frac{f_y}{f_c'} = \frac{6785.8}{7500\times250}\ \frac{420}{24} = 0.063$

$\alpha = \frac{P_u}{L_w f_c' h} = 0.0$

$$\frac{c}{L_w} = \frac{\omega+\alpha}{2\omega+0.85\beta_1} = \frac{0.063+0.0}{2\times0.063+0.85\times0.85} = 0.074$$

$$\text{øM}_n = \text{ø}\ 0.5A_{st}f_yL_w\ \ 1+\frac{P_u}{A_sf_y}\ \ 1-\frac{c}{L_w}$$

$$=0.9\ \ 0.5\times6785.8\times420\times7500\ \ 1-0.074\ \ \times10^{-6} = 890.07\ \text{KN.m}$$

$\text{øM}_n < M_u$,

the uniformly distributed vertical reinforcement ϕ 10@300, is not adequate for flexure therefore the amount of vertical reinforcement must be increased.

Try ϕ 14@150,

$$A_{st}=\frac{7500}{150}\times2\times153.9 = 15390\ mm^2$$

$$\omega = \frac{15390}{7500\times150}\ \frac{420}{24} = 0.239$$

$$\frac{c}{L_w} = \frac{0.239}{2\times0.239+0.85\times0.85} = 0.199$$

$$\text{øM}_n = 0.9\ \ 0.5\times15390\times420\times7500\ \ 1-0.199\ \ \times10^{-6} = 17474.07\text{KN.m} > M_u$$

Use ϕ 14@150 for vertical reinforcement.

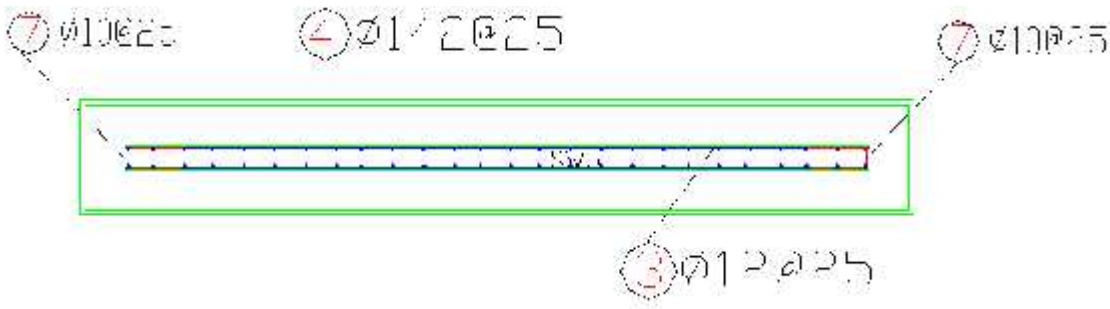


Fig (4-31):top view for the wall

4.12 Design of Isolated Footing (FD):

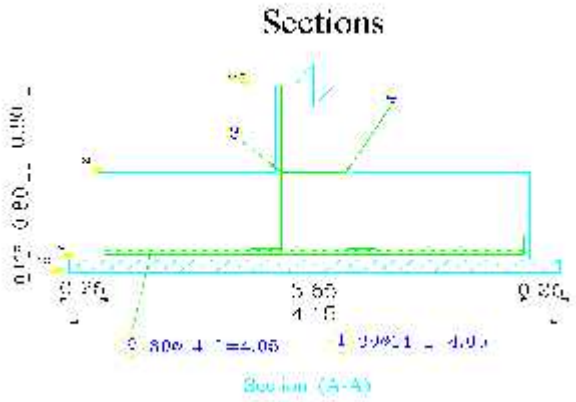


Fig (4 -32):detail for the footing

P_D = 2680 KN (service).

P_L 1460KN (service).

P_U =5552 KN (factored).

Column Dimensions D = 75 cm.

Allowable bearing capacity q_{all}= 400 KN/m^2.

4.12.1 Area of Footing:

Soil Density = 20KN/ m^3

live load =5 KN/ m^2.

assume h = 80 cm.

$q_{all\cdot net}$ = 4000 - 5 –0.7×25-0 .8×20 = 359 KN/m^2

Area $A = \frac{PD + PL}{qal \ln et} = \frac{2680+1460}{359} = 11.53$

Use L = 3.65m, B = 3.65 m, A = 13.3 m^2

4.12.2 Depth of footing:

Assume h = 80 cm.

- **Check one-way shear:**

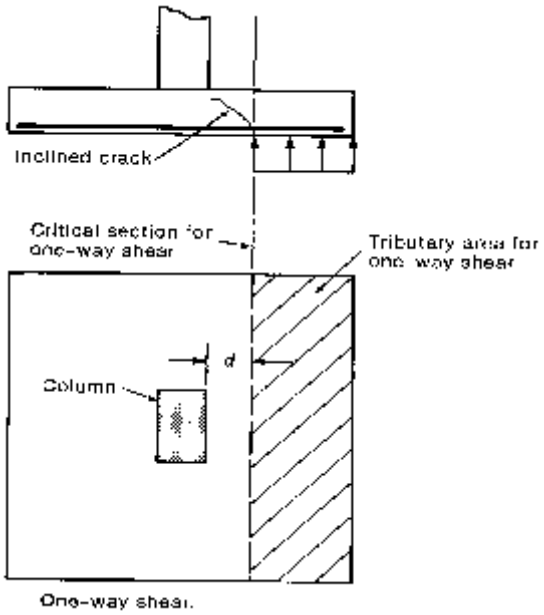


Fig (4-٦٠):one way shear.

$$q_{ult} = \frac{P_u}{Area} = \frac{5552}{13.3} = 417.4 \text{ KN/ m}^2.$$

d 8 – 75 – 10-7 = 708 mm

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\, b_w d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 3.65 * 0.708 * 1000 = 1582.49 KN$$

$$Vu = q_{ult} \times \left(\frac{B-a}{2} - d \right) \times L$$

$$Vud = 417.4 \times \left(\frac{3.65-075}{2} - 0.708 \right) \times 3.65 = 1186.8 KN$$

$\emptyset V_c = 0.75 \times 1582.49 = 1186.8\ KN > V_{ud} = 1130 \rightarrow\rightarrow\rightarrow\rightarrow ok$

- **Check two-way shear:**

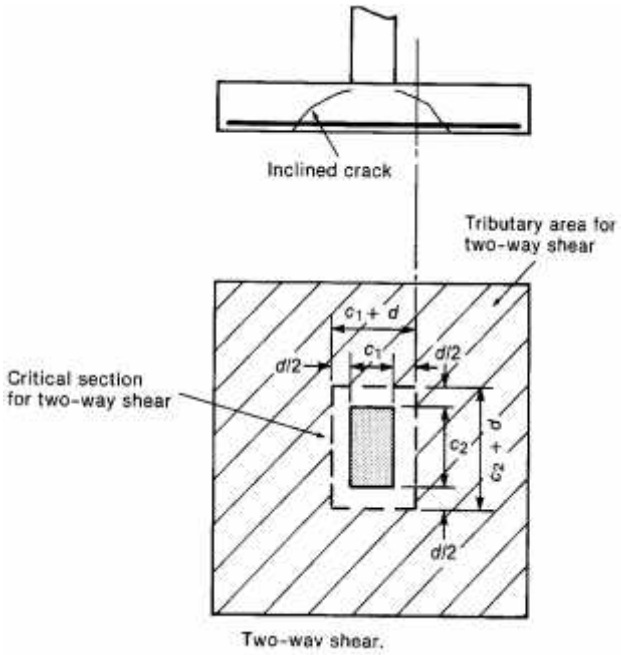


Fig (4-٦١):two way shear.

$\frac{d}{2} = \frac{708}{2} = 354mm.$

To calculate V_u at the critical section which take circular shape with radius equal

0.375 +0.354 = 0.729m

Inner area =(radius) $^2 \times \pi$ = 0.729 $^2 \times \pi$ = 1.668m^2

Outer area = area of the footing = 13.32m^2

$V_u = q_u$ (outer area – inner area) = 417.4 ×(13.32 - 1.668) =4863.5 KN

According to ACI , Vc shall be the smallest of :

$$V_c = \frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.5\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\tilde{}_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = 0.585\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d \quad \text{.....Control}$$

Where:

$_c$ = a / b = 80 / 80 = 1

b_o = Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area

= Π× (0.75 + 0.708)= 4.58m

$\tilde{}_s$ = 40 for interior column.

¤$V_c = 0.75\times0.33\sqrt{24}\times4.58\times0.708\times1000 = 3931.7KN$

$$\varphi Vc = 3931.7\ KN > \ Vu\ = 4863.5KN$$

SO h not 70 cm , h=90 cm

4.12.3 Design of flexural reinforcement:

$$\text{Mu} = \left(q_{ult}\times W\times\left(\frac{L}{2}-\frac{a}{2}\right)\right)\times0.5\left(\frac{L}{2}-\frac{a}{2}\right)$$

$$=\left(417.4\times3.65\times\left(\frac{3.65}{2}-\frac{0.75}{2}\right)\right)\times0.5\left(\frac{3.6}{2}-\frac{0.8}{2}\right) = 1601.6\ \text{KN.m}$$

Mn = 1601.6/0.9 = 1780 KN.m.

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b*d^2}$$

$$Rn = \frac{1780*10^{-3}}{3.65*(0.808)^2} = 0.746 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.59)(0.746)}{420}}\right) 0.0018$$

A req = ρ× b × d = 0.0018 × 3650× 805= 5308.5mm²….. control

$A_{s\,min}$ = 0.0018×3650×900 = 5916 mm^2

So , Use 39 Φ 14with As = 5852 mm² > As req =5308.5 mm²… in both directions .

4.12.4 Development length of flexural reinforcement:

Ld for Φ 14:

$$L_d = \frac{9}{10}\times\frac{fy}{\sqrt{fc'}}\times\frac{\sim\times\ \times¥\times{}^{a}}{\left(\frac{k_{tr}+c}{db}\right)}\times db = \frac{9}{10}\times\frac{420}{\sqrt{24}}\times\frac{1\times1\times0.8\times1}{2.5}\times18 = 444.5mm$$

Available length = ((3650-750)\2)-75=1375

= 1375mm > 444.5 mm ……ok

4.12.5 Development length of column reinforcement:

Ld for Φ 22 :

$$L_d = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}}db = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 22 = 472mm$$

$$L_d = 0.043 \times db \times fy = 0.043 \times 22 \times 420 = 398 \text{ mm}$$

$$\therefore L_d = 472 \text{ mm}$$

Available embedment =900– 75 – (2 x18) = 789 mm > 472 mm

∴ OK.

4.12.6 Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design):

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85\, fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$A_1 = \Pi\,(D^2/4) = \Pi(0.75^2/4) = 0.44 m^2$

$A_2 = 3.65 \times 3.65 = 13.32\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{13.32}{0.44}} = 5.5 > 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.44 \times 2) \times 1000 = 11668.8 KN$$

$$\Phi Pn = 11668.8 > Pu = 5552 ..... ok$$

In column:

$$\Phi Pn, b = \Phi(0.85\ fc' A1)$$

$$\Phi Pn, b = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.44 \times 1000) = 5834.4 KN$$

$\phi p_{n,b} = 5834.4$ KN > $p_u = 5552$ KN

and the minimum reinforcement of dowels:

$As = 0.005 \times (\Pi \times (0.75^2/4)) = 2207\ mm^2$

4.12.7 Lap splice of column:

Ls = 0.071 fy . db = 0.071 × 420× 22 = 656 mm. Use 660 mm .

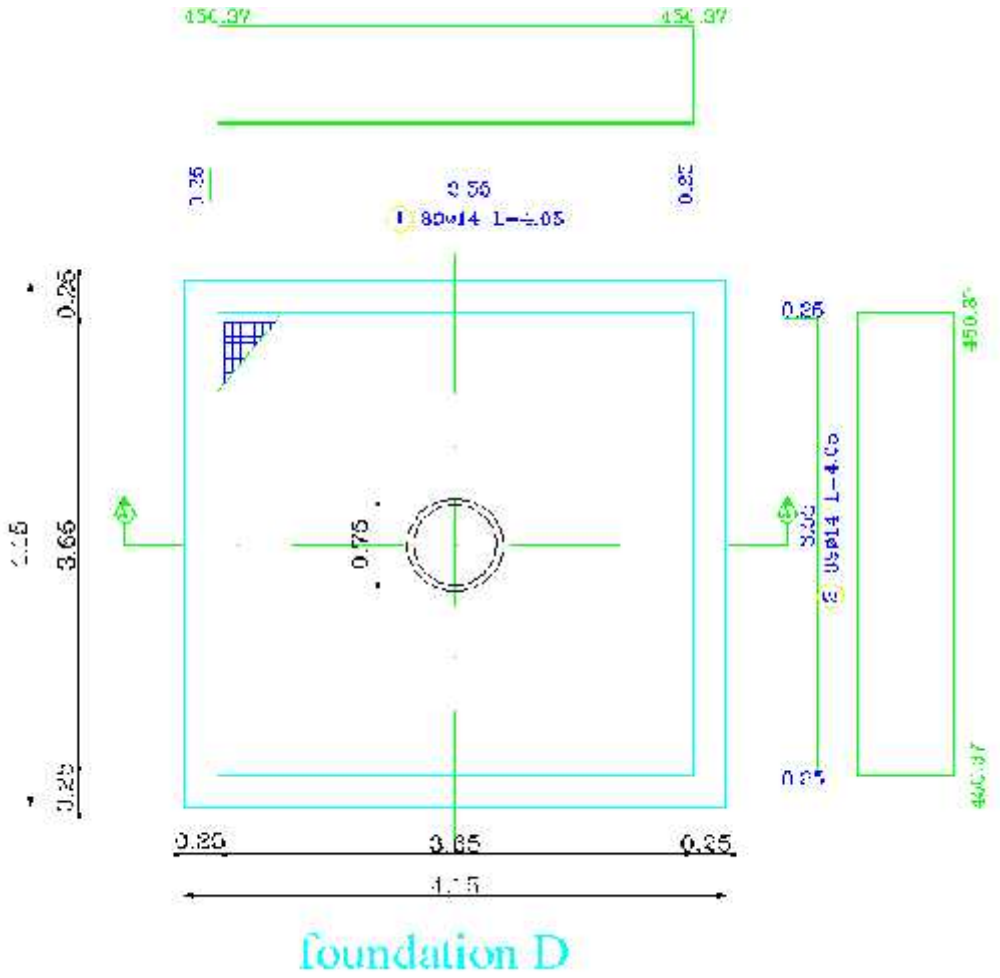


Fig (4 -33):detail for the footing

2

الفصل الثاني

الوصـــف المـــعـــمـــــاري

٢-١ المقدمة.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع.

٢-٣ موقع المشروع.

٢-٤ أهمية الموقع.

٢-٥ حركة الرياح والشمس .

٢-٦ وصف طوابق المشروع.

٢-٧ الواجهات.

٢-٨ المقاطع .

٢-٩ وصف الحركة .

٢-١٠ المداخل .

٢-١ المقدمة: -

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 تفاصيلها.

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 ، لأن 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 تحرّف 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.

إن فكرة تصميم مبنى كلية "الفنون" التابع لجامعة بوليتكنك فلسطين كانت وليدة الحاجة الماسة الى مبنى خاص بالمعماريين لما في دراستهم من خصوصية عالية على مستوى حاجتهم الى مراسم للدراسة وبيئة مريحة للرسم ، كل ذلك وغيره من الأسباب دفع إلى التفكير الفعلي في هذا التصميم لهذا المبنى الجامعي الجديد للبوليتكنك التي هي في أمسّ الحاجة إليه.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع: -

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى كلية " الفنون " 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 يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من الاجزاء.

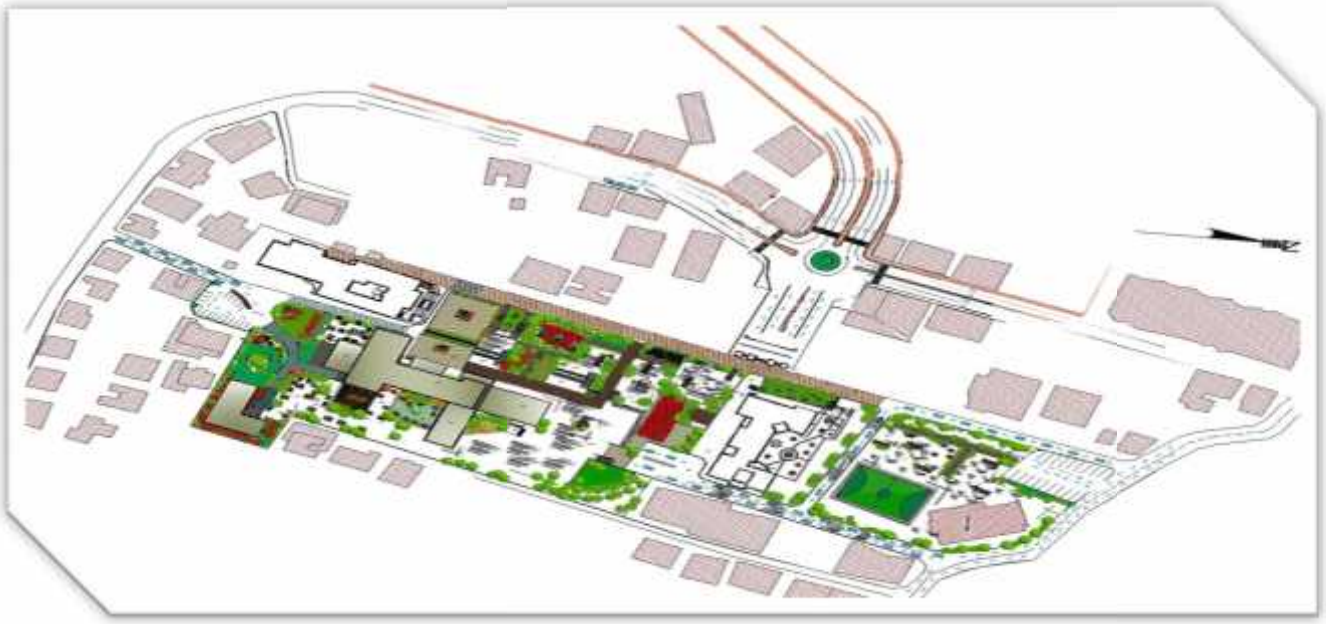
لقد حصلنا على المخططات المعمارية للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين ، وذلك كي نشرع في أعمال التصميم الإنشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات

المعمارية ، وهو من اعداد الطالبة (اخلاص سالم) وتحت اشراف الدكتور نافذ ناصر الدين ،حيث يتكون المشروع من خمسة طوابق ، حيث تتنوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغية من التصميم.

٢-٣ 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 منطقة واد الهرية بمدينة الخليل و بجانب مبنى B+ ويجب القول إن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاج إليه مع الحاجة إلى بعض التطوير. تجدر الإشارة هنا انه تم اختيار المشروع ومعاينته قبل البدء في التصميم المعماري ، وقد تم مراعاة تحقق الوظيفة الفعلية للمبنى وكل العوامل الجمالية أيضا ، كما تم توجيه المبنى بحيث يلبي أغراض التهوية والإنارة ويظهر ذلك جليا في الشكل(٢-١).



الشكل (٢-١) خارطة الموقع الجغرافي.

٢-٤ أهمية الموقع:-

تتمتع مدينة الخليل بموقع مميز بين مدن فلسطين ، المستوى الجغرافي و الاقتصادي ووجود جامعة بوليتكنك فلسطين في الخليل جعلها وجهة للطلاب من مختلف المدن الفلسطينية وكانت هناك مجموعة من الأسباب التي أدت إلى اختيار منطقة واد الهرية لأنشاء المبنى فيها . اهم هذه الاسباب وجود مباني جامعة بوليتكنك فلسطين في تلك المنطقة والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع تم مراعاتها و هي على النحو الآتي:

١) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.

٢) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.

٣) حيوية المنطقة .

٤) سهولة الوصول إلى الموقع.

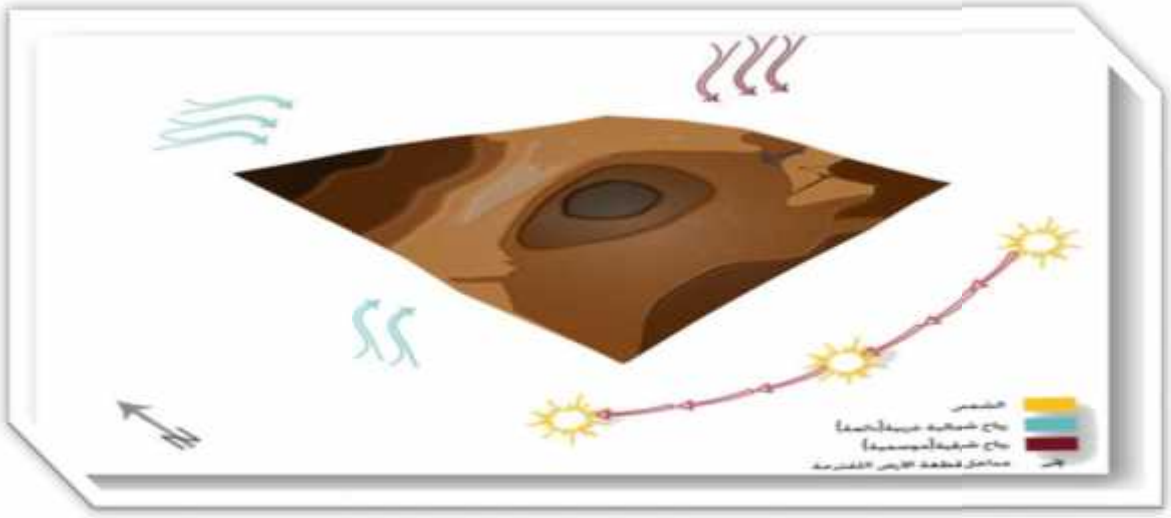
5) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

٢-٥ 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.

والشكل (٢-٢) ، يوضح تأثير هذه العوامل ، تبدو حركة الشمس ظاهره حيث تغطي معظم أجزاء المبنى منذ شروقها وحتى غروبها كما هو موضح بالشكل:-



الشكل(٢-٢) توجيه المبنى

٦-٢ وصف طوابق المشروع: -

يتكون المشروع من خمس طوابق تتميز بتنوع خدماتي موزع على المبنى في تركيبته الهندسية الذي صمم على أسس فنيّة وجميلة مما ساعد على تنظيم الخدمات والترتيبات اللازمة وتوفير أماكن للاستراحة في كل طابق. وتبلغ المساحة الاجمالية 10140.74 م٢ ، وسيتم وصف الطوابق الأرضي والأول والثاني والثالث والرابع كالآتي: -

١-٦-٢ الطابق الأرضي:

ويحتوي هذا الطابق على عدة أقسام وهي:

١) اقسام اداري

٢) كفيتيريا

٣) وحدات صحية WC

٤) منطقة خدمات .

٥) المدخل الرئيسي.

٦) مدرج .

٧) مراسم .

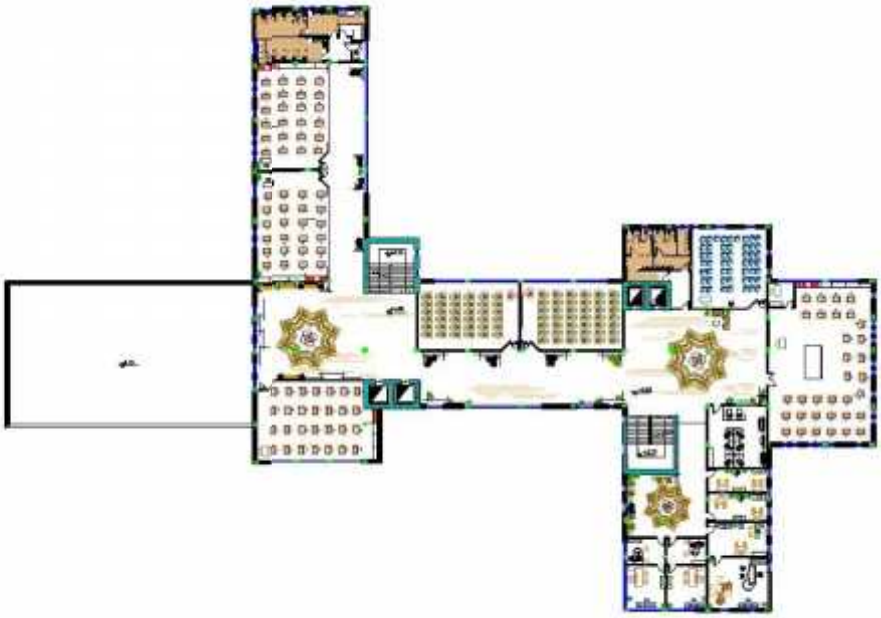
٨) المصاعد والأدراج .

شكل(٢-٣) مخطط الطابق الأرضي

٢-٦-٢ الطابق الأول: -

ويحتوي هذا الطابق على:

١- مكاتب ادارية.
٢- قاعات دراسية.
٣- المصاعد والأدراج.
٤-وحدات صحية.

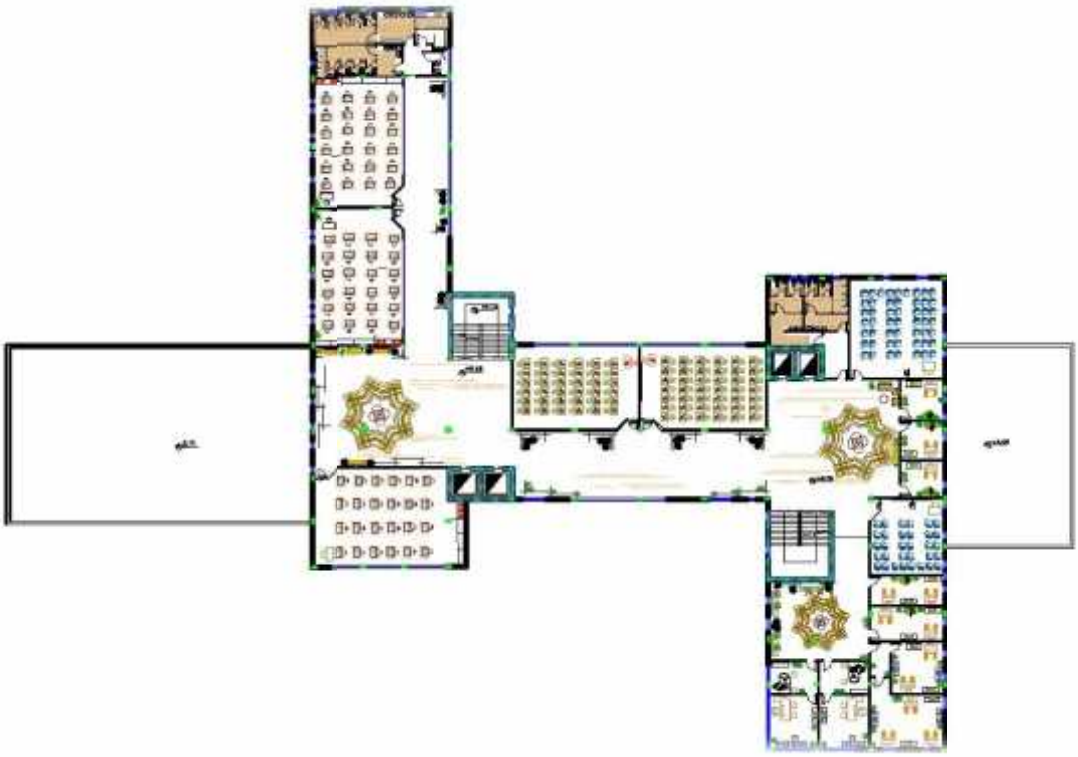


شكل (٢-٤) مخطط الطابق الأول .

٢-٦-٣ الطابق الثاني: -

ويحتوي هذا الطابق على:

١- مكاتب ادارية
٢- قاعات دراسية .
٣- المصاعد والأدراج .
٤- وحدات صحية .
٥- مراسم .



شكل (٢-٥) مخطط الطابق الثاني .

٢-٦-٤ الطابق الثالث : -

ويحتوي هذا الطابق على:

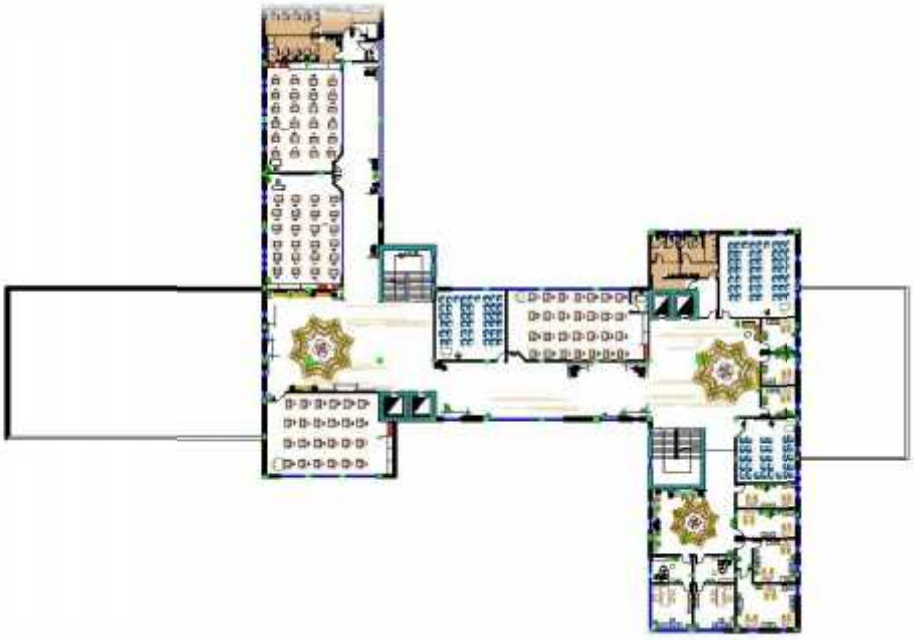
١- مكاتب ادارية .

٢- مراسم.

٣- قاعات دراسية

٤- وحدات صحية .

٥- مصاعد وادراج .



شكل (٢-٦) مخطط الطابق الثالث

٢-٦-٥ الطابق الرابع : -

ويحتوي هذا الطابق على:

١- مكاتب ادارية
٢- Video conf .
٣- المصاعد والأدراج .
٤- وحدات صحية .
٥- كافتيريا .
٦- مكتبة .

شكل (٢-٧) مخطط الطابق الرابع

كما يبين هذا الجدول توزيع المساحات لجميع الطوابق وهي كما يلي:

جدول (٢-١)توزيع المساحات على الطوابق

الطابق	الأرضي	الأول	الثاني	الثالث	الرابع	المجموع الكلي
المساحة (م ٢)	٢٧٣٠.٣٤	٢١٢٦.٨٤	١٨٩٤.٧	١٨٩٤.٧	١٤٩٤.١٦	١٠١٤٠.٧٤

2-٧ الواجهات: -

إنّ اهتمام أي مهندس معماري بالواجهات يكون كبيرا حيث أنّ الواجهات يجب أن يكون منظرها العام منسجم مع طبيعة المبنى واستخداماته، لذا على المهندس مراعاة كل تفصيله من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات، تفاوت المناسيب والتراجعات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

٢-٧-١ الواجهة الجنوبية: -

في هذه الواجهة يظهر مدخل فرعي للمبنى ، وبعض التداخلات في المبنى بحيث يضفي علية بشكل واضح نوع من الجمال والحيوية الملحوظة ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى، وجعل لها طابعا مميزا ولمسة معمارية رائعة.

شكل (٢-8) الواجهة الجنوبية

٢-٧-٢ الواجهة الشمالية : -

تتناظر هذه الواجهة مع الواجهة الجنوبيه 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 . واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.

شكل (٢-9) الواجهة الشمالية

٢-٧-٤ الواجهة الشرقية: -

تعتبر هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمشروع وفي هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير ، حيث يظهر في هذه الواجهة استمرارية الشبابيك على عرض المبنى وهذا يبرز الجمال المعماري للواجهة واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى.

إضافة إلى ذلك فإن هذه الواجهة تحتوي على مجموعة من النوافذ المتناسقة مع بعضها البعض في منظر متوازن ومتماثل يعطي الواجهة نسقا معماريا فريدا، والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الإضاءة ، ووجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية ، كما وتضم هذه الواجهة على عدة مداخل فرعية للمبنى مما يساعد على الدخول للمبنى بكل سهولة.

الشكل (٢-١٠) الواجهة الشرقية.

٢-٧-٣ الواجهة الغربية: -

تعتبر هذه الواجهة الواجهة الرئيسية للمشروع وهي تمتلك هذا الوصف لأنها تمتلك الإطلالة الكاملة للمبنى، وتضم هذه الواجهة تصورا جيدا عن حجم المشروع للناظر.

.

شكل (٢-11) الواجهة الغربية

٢-٨ القطاعات

فيما يلي نستعرض بعض القطاعات داخل المبنى: -

الشكل (٢-١٢) القطاع (A-A).

الشكل (٢-١٣) القطاع (B-B).

٢-٩ وصف الحركة: -

بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فانها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج.

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 :

١) **الأدراج:**

لقد 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 خارج بوابات الأقسام المختلفة لكي لا تكون مصدرا لإزعاج للمستخدمين في الأقسام ، أضف إلى ذلك أنها مرئية للجميع ولا تحتاج إلى الإرشاد حتى تستدل عليها .

٢) **المصاعد الكهربائية** :

يضم المشروع مصاعد كهربائية للاستخدام العام وهي تلك التي تكون بجوار الأدراج ، للطلاب والمراجعين والزوار والموظفين ، وتتمتع المصاعد بمنزله بالغة الأهمية ، لما توفر من سرعة الحركة بين أقسام الكلية المختلفة. كما أنها تخفف العبء الملقى على الأدراج في خدمة الطوابق .

٣) **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 .

٢-١٠ المداخل: -

يحتوي المشروع على عدة مداخل فرعية ورئيسية : -

١. المدخل الغربي وهناك ثلاثة مداخل يمكن اعتبارها رئيسة للمبنى مع وجود مدخل فرعي يؤدي الى منطقة الكافتيريا والساحة المحيطة.

٢. المدخل الشمالي وهو عبارة عن مدخل فرعي يؤدي لمنطقة المدرج.

٣. المدخل الجنوبي وهو للاستخدامات القليلة فهو مدخل فرعي ثاني لمنطقة الكافتيريا.

الفصـــــــــل الثالث

الوصف الإنْشَائِي

٣

٣-١ المقدمة.

٣-٢ هدف التصميم الانشائي.

٣-٣ الدراسة النظرية للعناصر الانشائية.

٣-٤ الاختبارات العملية.

٣-٥ العناصر الانشائية المكونة للمبنى.

تم بحمد الله

That's Done!

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. تلخيص مادة الخرسانة ل د.ماهر عمر.

3. Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-08 (and Commentary, USA, 2008.

4. Uniform Building Code (UBC).

APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (S)

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 $(0.4 + f_y/700)$.

Table (MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED