بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى كلية المهن التطبيقية في جامعة بوليتكنيك فلسطين

فريق العمل

رهام أمين نصار ليندا نضال العزة وفاء وليد عمرو

إشراف

د.نافذ ناصر الدين

الخليل- فلسطين

جامعة بوليتكنيك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٢٠٩٦٠ الرقم المتسلسل
Class. رقم التصنيف

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
نسخة عن صفحة العنوان	ii
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	iii
الإهداء	iv
الشكر و التقدير	v
ملخص المشروع باللغة العربية	vi
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vii
فهرس المحتويات	viii
الفصل الأول : المقدمة	1
1.1 المقدمة	2
1.2 تعريف عام بالمشروع	3
1.3 أسباب اختيار المشروع	3
1.4 أهداف المشروع	4
1.5 مشكلة المشروع	5
1.6 نطاق وحدود المشروع	5
1.7 محتويات المشروع	5
1.8 المخطط الزمني لمراحل العمل في المشروع	6
الفصل الثاني : الوصف المعماري	7
2.1 المقدمة	8
2.2 لمحة عن المشروع	8
2.2.1 موقع المشروع	9
2.2.2 أهمية المرفق	10
2.2.3 حركة الشمس والرياح	10
2.3 العناصر المعمارية	11
2.3.1 تمهيد	11
2.3.2 وصف الواجهات	11
2.3.2.1 الواجهة الغربية	12
2.3.2.2 الواجهة الجنوبية	12
2.3.2.3 الواجهة الشرقية	13
2.3.2.4 الواجهة الشمالية	14
2.4 وصف المسقط الأفقية	15
2.4.1 طابق التسوية الثاني	15
2.4.2 الطابق التسوية الأول	15
2.4.3 الطابق الأرضي	16
2.4.4 الطابق الأول	17
2.4.5 الطابق الثاني	17
2.4.6 الطابق الثالث	18
2.4.7 الطابق الرابع	18
2.5 وصف الحركة في المبنى	19
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	20
3.1 مقدمة	21
3.2 هدف التصميم الإنشائي	21

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى 22
3.3.1 الأحمال وتصنيفها 22
3.3.1.1 الأحمال الميتة 23
3.3.1.2 الأحمال الحية 24
3.3.1.3 الأحمال البيئية 24

3.4 الاختبارات العملية 25
3.5 العناصر الإنشائية 26
3.5.1 البلاطات 26
3.5.1.1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد 27
3.5.1.2 عقدات العصب ذات الاتجاهين 27
3.5.1.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 28
3.5.1.4 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين 29
3.5.2 الجسور 29
3.5.3 الأعمدة 31
3.5.4 الجدران الحاملة (جدران القص) 31
3.5.5 الأساسات 32
3.5.6 الأدراج 33
3.5.7 الجدران الاستنادية. 33
3.5.8 فواصل التمدد . 34

Chapter 4 : Structural Analysis & Design 37
4.1 Introduction 38
4.2 Design method and requirements 38
4.2.1 Factored loads 38
4.3 Determination of thickness for one way ribbed slab. 39
4.4 Design of topping. 40
4.5 Load calculations of one way ribbed slab R401. 41
4.6 Design of R401 slab. 43
4.7 Design of beam B418. 47
4.8 Design of Column (C33). 55
4.9 Design of Studs. 59
4.10 Design of Stair. 61
4.11 Design of Basement Wall. 70
4.12 Design of Isolated Footing. 73
4.13 Design of Shear Wall. 80

الفصل الخامس : النتائج والتوصيات 84

فهرس الجداول

جدول (1-1) المخطط الزمني للمشروع خلال الفصل الأول 6
جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 23
جدول (2-3) قيمة أحمال التلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 25

فهرس الأشكال

شكل (1-2) قطة الأرض المنوي شراؤها لبناء الكلية عليها 9

11 شكل (2-2) حركة الشمس والرياح في الموقع المقترح
12 شكل (2-3) الواجهة الغربية للمبنى
13 شكل (2-4) الواجهة الجنوبية للمبنى
13 شكل (2-5) الواجهة الشرقية للمبنى
14 شكل (2-6) الواجهة الشمالية للمبنى
15 شكل (2-7) مسقط الطابق التسوية الثاني
16 شكل (2-8) مسقط الطابق التسوية الأول
16 شكل (2-9) مسقط الطابق الأرضي
17 شكل (2-10) مسقط الطابق الأول
17 شكل (2-11) مسقط الطابق الثاني
18 شكل (2-12) مسقط الطابق الثالث
18 شكل (2-13) مسقط الطابق الرابع
19 شكل (2-14) الادراج وشكل الحركة في المبنى
26 شكل (3-1) العناصر الإنشائية في المبنى
27 شكل (3-2): عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد
28 شكل (3-3): عقدات العصب ذات الإتجاهين.
28 شكل (3-4) العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد
29 شكل (3-5) العقدات المصمتة ذات الإتجاهين
30 شكل (3-6) أشكال الجسور
31 شكل (3-7) أشكال الأعمدة
32 شكل (3-8) جدار القص
32 شكل (3-9) الأساس المنفرد
33 شكل (3-10) الدرج
34 شكل (3-11) جدار استنادي

39 Figure (4-1): Ribbed slab R401.
40 Figure (4-2): Topping load.
43 Figure (4-3): Moment and Shear Envelop of R401.
46 Figure (4-4) : R401 detail.
47 Figure (4-5) : stirrup detail.
47 Figure (4-6) : location of beam 418.
49 Figure (4-7) : Geometry of the beam.
50 Figure (4-8) : Moment Envelop of beam.
55 Figure (4-9) : Column section.
58 Figure (4-10) : Column reinforcement.
60 Figure (4-11) : Studs section.
61 Figure (4-12) : Stair Plan.
63 Figure (4-13) : Shear Envelop for Flight (1).
64 Figure (4-14) : Moment Envelop for Flight (1).
66 Figure (4-15) : Shear Envelop for Flight (2).
67 Figure (4-16) : Moment Envelop for Flight (2).
68 Figure (4-17) :Stair section (2-2).
69 Figure (4-18) : Stair section (1-1).
70 Figure (4-19) : Load on Basement Wall.
71 Figure (4-20) : Shear\Moment Envelop for Basement Wall.
75 Figure (4-21) : Isolated Footing.
79 Figure (4-22) : Isolated Footing Detail.
80 Figure (4-23) : Location of SW01.
80 Figure (4-24) : Moment and Shear Diagram of SW01.

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- 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.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- $f'c$ = compression strength of concrete .
- fy = specified yield strength of non-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 or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- Vu – factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

الفصل الأول

1

1-1 المقدمة.

1-2 تعريف عام بالمشروع.

1-3 أسباب اختيار المشروع.

1-4 أهداف المشروع.

1-5 مشكلة المشروع.

1-6 نطاق وحدود المشروع.

1-7 محتويات المشروع.

1-8 المخطط الزمني لمراحل العمل في المشروع.

1-2 تعريف عام بالمشروع :

المشروع عبارة عن تصميم النظام الانشائي لمبنى كلية المهن التطبيقية في جامعة بوليتكنك فلسطين وجاء تصميم المبنى بناء على حاجة الجامعة لوجود عدد اكبر من الخدمات والقاعات التدريسية وتخصيص مساحات كافية للمشاغل والمراسم التي تليق بكلية المهن التطبيقية وتلبي احتياجاتها وجاء تصميمها ضمن السياق العام للحرم الجامعي ومبانيه . وجاء شكل المبنى محافظا على الطابع العام للمباني وضمن الايحاء العام للمباني التعليمية خاصة .

1-3 أسباب اختيار المشروع :

تأتي اهمية اختيار هذا المشروع بالتحديد الى الضرورة الملحة لاكتساب الخبرة والمهارة لعملية التصميم للعناصر الانشائية في المبنى كونه مشروع يتميز بتنوع العناصر الانشائية وكذلك المشاكل الانشائية التي يعرضها المشروع مما يساهم في اكتساب خبرات ومهارات لربما لم نتعرض لها من قبل طوال فترة الدراسة .

ويمكن تلخيص الاسباب المتعلقة باختيار المشروع على النحو التالي :

أسباب تتعلق بطبيعة هذا المشروع :

1- الارتقاء بالمهن التطبيقية والتدريب المهني ليصبح منظومة متكاملة تعتمد على التكنولوجيا بشكل اساسي نحو تطوير القطاع المهني من خلال توفير كافة المشاغل والمراسم التي تساعد في الوصول الى مراحل تنسجم مع حاجات السوق الاساسية وتخريج ايدي عاملة مهنية ماهرة تستطيع تقديم خدمات للسوق المحلي والمنافسة في السوق الخارجي نحو تحقيق التنمية الاقتصادية المتكاملة المستدامة والمساهمة في الحد من البطالة.

2- التأكيد على أهمية مواكبة التطور الحاصل في مجال المهن التطبيقية في عصرنا هذا .

3- توفير بيئة ملائمة ومناسبة لدارسي المهن التطبيقية بشكل يخدم عملية التقدم العلمي والمهني التي نمر بها.

4- توثيق العلاقة وايجاد مكان ملائم للتواصل بين الطلاب بشكل يضمن استمرارية الحلقة التعليمية النظرية والعملية.

أسباب تتعلق بفريق العمل :

1- ان من أهم تلك الاسباب هو التمكين من التصميم للعناصر الانشائية في المباني وعليه كانت الرغبة بأن يكون المشروع انشائيا .
2- ايجاد عملية الربط ما بين المساقات النظرية التي تم طرحها على مدار 4 سنوات والتطبيق العملي لتلك المساقات مما يعمق فكرة الاحتكاك بين المساقات النظرية والواقع العملي وهو ما نسعى له بشكل أكبر.
3- رغبة فريق العمل كونهن طالبات في جامعة بوليتكنك فلسطين في وصول الجامعة الى اعلى المستويات ورؤية بيئة جامعية جذابة وصورة تجسد القيم والافكار العلمية التي تعكس الرؤية المعمارية والانشائية في تخصص طلبة دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين للنهوض بجامعتنا معماريا وتخطيطيا وانشائيا.

1-4 أهداف المشروع :

1. أهداف معمارية :

يتم التركيز بشكل كبير على الجانب المعماري لهكذا مشاريع ضخمة لما لها من أثر في ترك الطابع المعماري عن المنطقة المتواجدة فيها بصورة تعكس طبيعة الذوق والرقي الحضاري من خلال اختيار الكتل المتناسقة والتي تنسجم أحيانا مع فكرة المبنى فنجد الكثير من المباني التي يعكس شكلها طبيعة المبنى والعمل الذي يقوم به وهو نوع من الابداع . ويكون لكليات الهندسة والمهن التطبيقية طابع معماري خاص ومميز لكثرة زائريها ومرتاديها وهو ما يتم التركيز فيه على اعطاء صورة تفوق الممتازة عن طبيعة الجهد المعماري المبذول فيه.

2- أهداف إنشائية :

1. التركيز على فكرة القدرة على اختيار النظام الانشائي الملائم للطبيعة الموجودة في المبنى.
2. العمل على ايجاد العلاقة بين المساقات النظرية المطروحة والواقع العملي الذي يحتك بتلك المساقات النظرية.
3. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.

4. اكتساب خبرات ومهارات جديدة تنتج من مشاكل يواجهها فريق العمل لم يتطرق لها من قبل من خلال الدراسة النظرية.
5. اتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.
6. يعد المشروع مرجع متكامل في التحليل والتصميم للعناصر الانشائية المختلفة .

1-5 مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة المشروع في التحليل والتصميم الانشائي للعناصر الانشائية المكونة لكلية المهن التطبيقية وهو المشروع المعتمد ليكون مجال دراستنا وعليه سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الانشائية المعروفة من جسور وأعمدة وغيرها , من خلال عملية تحديد الاحمال الواقعة على كل عنصر انشائي من اجل تحديد الابعاد والتسليح الذي يضمن الامان والعمل بكفاءة لذاك العنصر المصمم ,ثم عملية ايجاد المخططات التنفيذية لتلك العناصر التي تم تصميمها بالاعتماد على الاسس الصحيحة بصورة تضمن اخراج هذا البحث بصورة متكاملة تخرج من حيز الاقتراحات الى حيز التطبيق.

1-6 نطاق وحدود المشروع :

سوف تقتصر الدراسة على اعداد المخططات الانشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الانشائية الموجوده في المبنى بشكل يوائم التصاميم المعمارية الموجودة.

1-7 محتويات المشروع :

الفصل الاول :

مقدمة عامة عن المشروع.

الفصل الثاني :

الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث :

الدراسة الانشائية بما يحتويه من عناصر انشائية واحمال ووصفها الوظيفي.

الفصل الرابع:

التحليل والتصميم الانشائي للعناصر الانشائية كالجسور والاعمدة والبلاطات وغيرها.

الفصل الخامس:

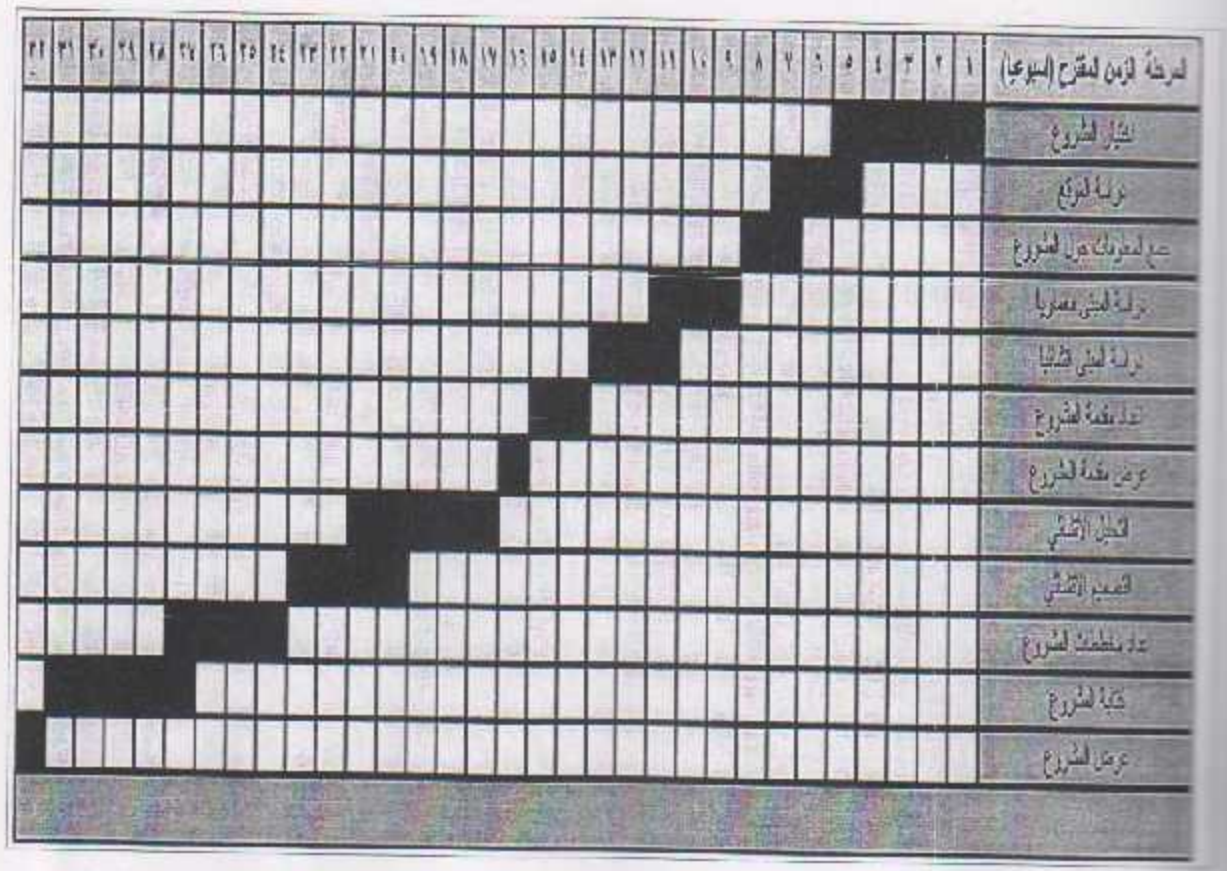
النتائج والتوصيات .

الفصل السادس:

ملاحق المخططات المعمارية والانشائية.

1-8 المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع :

يبين الجدول الملحق رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة خلال الفصل الدراسي الاول:



الجدول رقم (1-1) المخطط الزمني للمشروع خلال الفصل الاول.

الفصل الثاني

2

2.1 المقدمة.

2.2 لمحه عامه عن المشروع.

2.2.1 موقع المشروع.

2.2.2 اهميه المشروع.

2.2.3 حركه الشمس والرياح.

2.3 العناصر المعماريه.

2.3.1 تمهيد.

2.3.2وصف الواجهات.

2.3.2.1 الواجهه الغربيه .

2.3.2.2 الواجهه الجنوبيه.

2.3.2.3 الواجهه الشرقيه.

2.3.2.4 الواجهه الشماليه.

2.4 وصف المسقط الافقيه.

2.4.1 طابق التسوية الثاني

2.4.2 طابق التسوية الأول

2.4.3 الطابق الأرضي

2.4.4 الطابق الأول

2.4.5 الطابق الثاني

2.4.6 الطابق الثالث

2.4.7 الطابق الرابع

2.5 وصف الحركه في المبنى

2.1 المقدمة :

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

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

2.2 نبذة عامة عن المشروع:

نظرا للأهميه البالغه لجامعة بوليتكنيك فلسطين ودورها المهم في تخريج الألوف من الشباب الفلسطيني من كافه التخصصات والارتقاء بالمستوي العلمي لأبناء الوطن, والعمل على تخريج جيل قادر على بناء وطن حر ومستقل بإذن الله تعالى, حيث انها تعتبر من أكبر جامعات الوطن ونظرا لانضمام الأعداد المتزايدة لها كل عام ونظرا لصغر المساحة التي تقع عليها مباني الجامعة في منطقه واد الهرية فإنه كان لابد من إعادة تأهيل مباني الجامعة في هذه المنطقه للاستفادة من المباني الموجودة وإيجاد مباني جديدة تخدم الأنشطه اللامنهجية لكافة الطلاب للحصول على أعلى درجات المثالية.

ولقد تم تصميم كافة مباني الجامعة الجديدة بعد القيام بعدة استبيانات مختلفه للحصول على آراء الطلاب حول الأمور التي يحبون تواجدها في المباني الجديدة وما يعانون منه حاليا من مشاكل في المباني المتواجده حاليا ,كما وتم القيام بعدة دراسات على بعض جامعات الوطن ومن أهمها جامعة النجاح الوطنية للاستفادة من طريقة التخطيط وتوزيع المباني ومواقف السيارات والمباني المتخصصة بتقديم خدمات للطلاب.

ولقد تم اختيار مبنى كلية المهن التطبيقية لتصميمه انشائيا وهو أحد المباني التي تم إضافتها للحرم الجامعي الجديد نظرا لحاجة الجامعة لوجود عدد أكبر من الخدمات والقاعات التدريسية وجاء شكل المبنى محافظا على الطابع العام للمباني وضمن الإيحاء العام للمباني التعليمية خاصة .

ولقد تم الحصول على جميع المخططات المعمارية للمشروع لتصميمها انشائيا من إحدى مشاريع التخرج لكلية الهندسة المعمارية في جامعة بوليتكنك فلسطين ليكون هذا المشروع مصمم من قبل طلاب الجامعة لطلاب الجامعة.

2.2.1 موقع المشروع:

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

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

قطعه الارض مستطيله الشكل وبطول يبلغ 490 متر تقريبا ، تقع في منطقة واد الهرية في الخليل، بجانب مبنى (A) ومبنى (+A) التابع لجامعة بوليتكنك فلسطين. هنا سوف تبنى الكلية المراد إنشاؤها، وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، والذي سوف يأخذ شكلا يميل إلى الاستطالة متماشياً مع شكل الأرض، وكذلك مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية، وطرق الاتصال الأفقي والراسي لأجزاء المبنى من قاعات وصالات وفعاليات متنوعة.

الشكل(1-2) يوضح قطعه الارض المنوي شراؤها لبناء مبنى الكليه عليها.

2.2.2 أهمية الموقع:

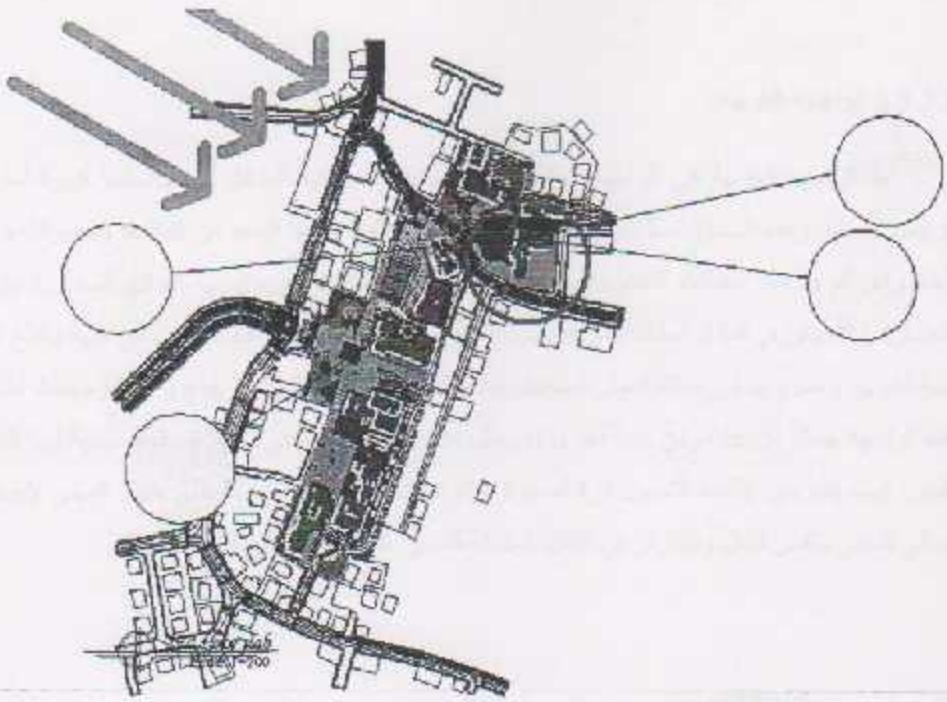
يحيط بموقع المشروع ابنية تعليميه مبنية من الحجر الأبيض وهي مبنى (A) ومبنى (+A) ، وتتراوح هذه الأبنية في الارتفاع، والمسافات بين الأبنية تزيد عن سبعة عشرة متر وقد تم مراعاة التالي في اختيار الموقع:

- ملائمة الموقع المختار مع خطط الجامعة التطويرية.
- تمت مراعاة أن يكون المبنى التعليمي في مكان قريب من المباني الاخرى ذات التخصص المتشابهه وذلك لتسهيل حركة طلاب التخصص الواحد بين هذه المباني.
- القدرة على توفير المساحات المطلوبة للفعاليات المقترحة في المبنى.
- تواجد الموقع ضمن مناطق التنظيم حيث تتوفر الخدمات العامة مثل الكهرباء و الماء والهاتف.
- توفر المساحات التي تفي بالغرض من أجل الترفيه.
- توفر مواصلات نشطة مقارنة بمناطق أخرى في نفس المدينة.

2.2.3 حركة الشمس والرياح:

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية,وأهم الرياح التي تهب على مدينة الخليل وتؤثر على الموقع المقترح هي الرياح الجنوبيه الشرقيه التي تهب شتاءا, والرياح الشماليه الغربيه التي تهب صيفا وشتاءا, لذلك يجب الانتباه جيدا عند توجيه المبنى لتجنب الرياح التي تؤثر سلبا على المبنى.

- الشكل التالي يوضح تأثير هذه العوامل:



الشكل (2-2) يبين حركه الشمس والرياح في الموقع المقترح.

2.3 العناصر المعمارية:

2.3.1 تمهيد:

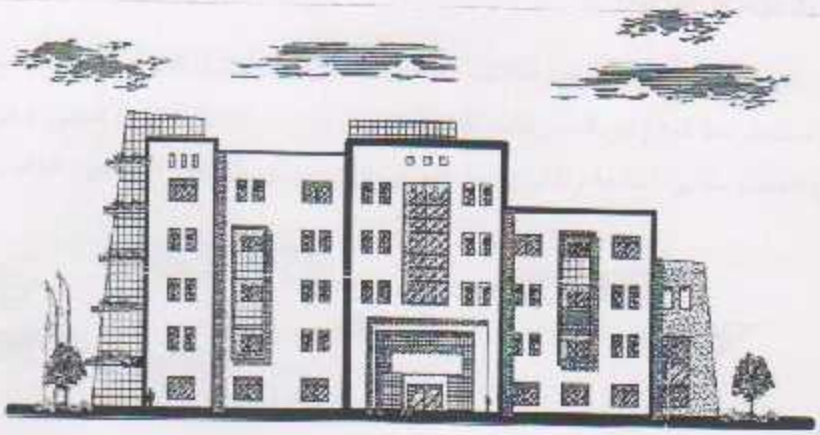
تجثم مدينة الخليل في بطن وادي الخليل، حيث تحصنت خلف تلال الوادي مما أكسبها مقومات دفاعية خاصة جعلتها تتحكم بالبوابة الطبيعية المؤدية إلى سقف مرتفعات القدس وما يليها شمالا و صحراء النقب جنوبا، هذا الموقع المتميز يضفي على الطرز المعمارية السائدة فيها جمالاً ورونقاً خاصاً، وبدأت المدينة شيئاً فشيئاً باكتساب حلة معمارية جديدة ظهرت من خلال الأبنية التي نلحظها عبر أطراف المدينة المترامية والتي تظهر تغيراً ملحوظاً في الطرز المعمارية التي سيطرت على المدينة في أوج ثورتها المعمارية.

2.3.2 وصف الواجهات:

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها.

2.3.2.1 الواجهه الغربيه:

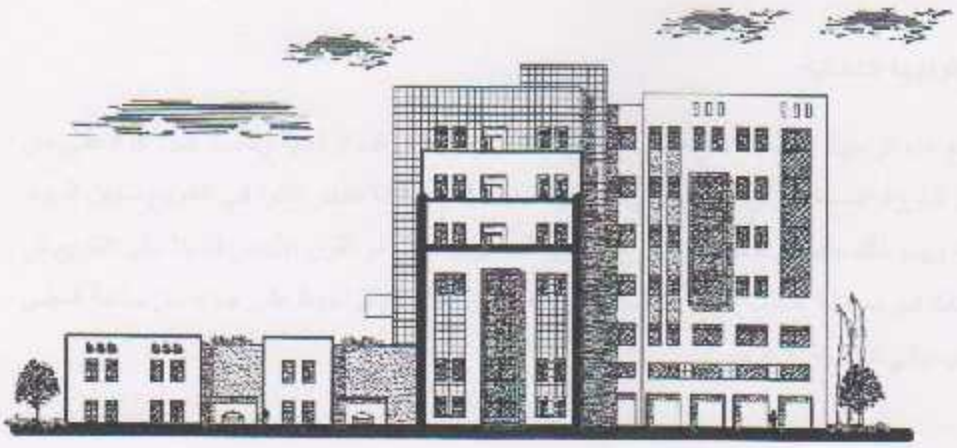
تعد الواجهه الغربية هي الواجهة الرئيسية للمبنى حيث تم تأكيد المدخل بايجاد ساحة كبيرة أمام المدخل الرئيسي للمبنى وهذه الساحة تصل بين باقي مباني الجامعة ويتوزع فيها العديد من المقاعد والممرات والساحات الخضراء, كم يلاحظ استخدام التكتيل في تصميم المبنى بما يتناسب مع مناسيب المباني المجاورة وارتفاعات التضاريس المجاورة, كما تم استخدام نوعين من الحجر وذلك للتميز في مواقع الفتحات من جهة وقطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالاً من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى كونه يتعرض لأشعة الشمس فترة قصيرة. وتم استخدام الجدران المائلة على طول المبنى لإعطاء شكل جمالي للمبنى وكسر الملل والتكرار في الكتل المكونة للمبنى. كما هو مبين في الشكل (3-2).



الشكل (3-2) يوضح الواجهة الغربية للمبنى.

2-3-2-2 الواجهة الجنوبية:

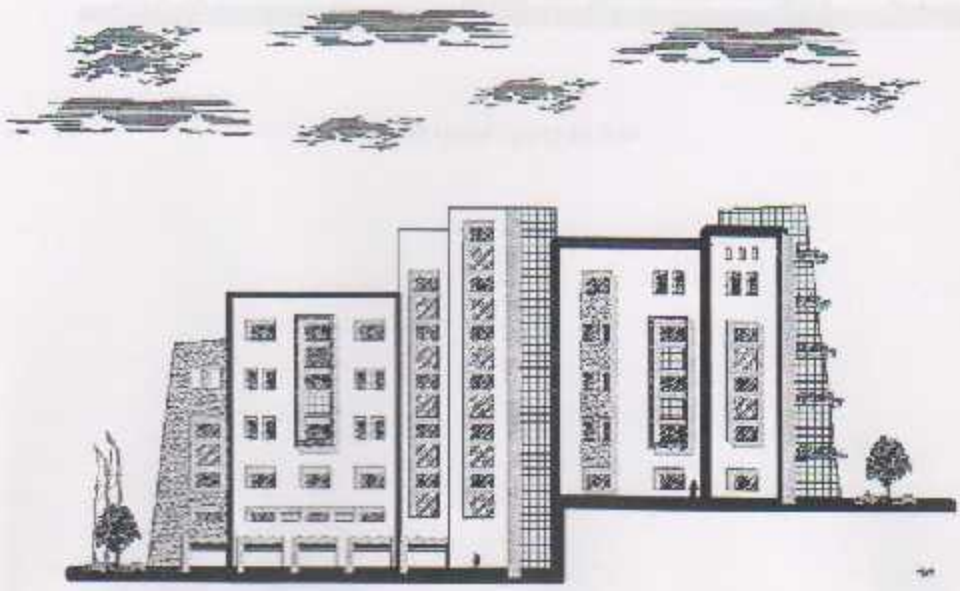
يلحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها. كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية, والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وقطع الرتابة من جهة أخرى. كما تم استخدام البروزات التي تظهر المبنى بامتداد رأسي للتغلب على الامتداد الأفقي المنسجم مع طبيعة الأرض. وتطل هذه الواجهة على موقف السيارات و الشارع الخلفي الخاص بسيارات المبنى.



الشكل(4-2) يبين الواجهه الجنوبيه للمبنى.

2-3-2-3 الواجهة الشرقية:

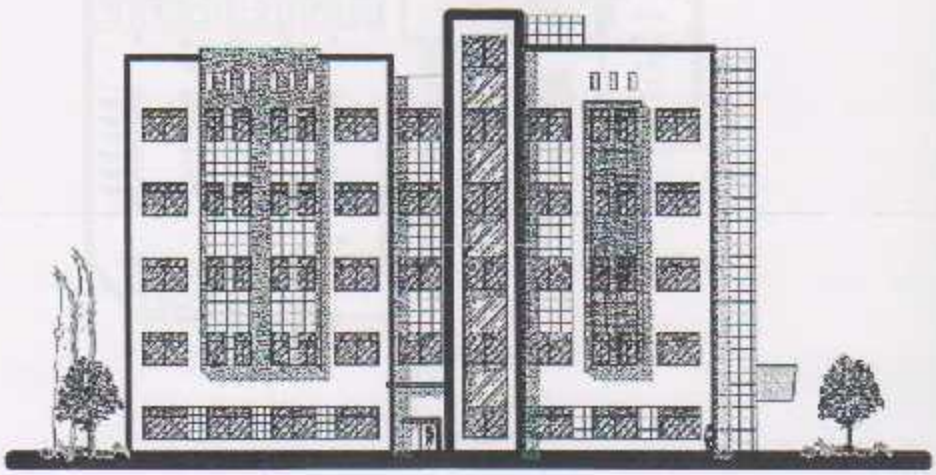
كما يلاحظ في هذه الواجهة اختلاف المناسيب واختلاف في تكتل المبنى بما يتناسب مع ميلان الارض. وقد تم استخدام عدة أنواع من الحجر لكسر الرتابة واضفاء نوع من الجمال لواجهة المبنى, وهي أيضا تطل على الشارع الخاص بمباني الجامعة والذي يوصل لمواقف السيارات في الطابقين الارضيين الخاصين بالمبنى.



الشكل (5-2) يبين الواجهة الشرقية للمبنى.

4-2-3-2 الواجهه الشمالية:

تتمتع هذه الواجهة بالرتابة مقارنة مع الواجهات الاخرى . وتبدو هذه الواجهة وكأنها تتحرك لأعلى من خلال الكتل البارزة المستخدمة. وتتميز هذه الواجهة بوحدة المناسيب. كما تظهر القوة في التنويع مابين المواد المستخدمة؛ ويبدو ذلك جلياً في استخدام الحجر ذو اللون السكني والحجر ذو اللون الأبيض فضلاً على التنويع في نظام الفتحات في محاولة للتغلب على الرتابة وقطع الملل. وتطل هذه الواجهة على جزء من ساحة المبنى الواصلة بين مباني الجامعة الاخرى.

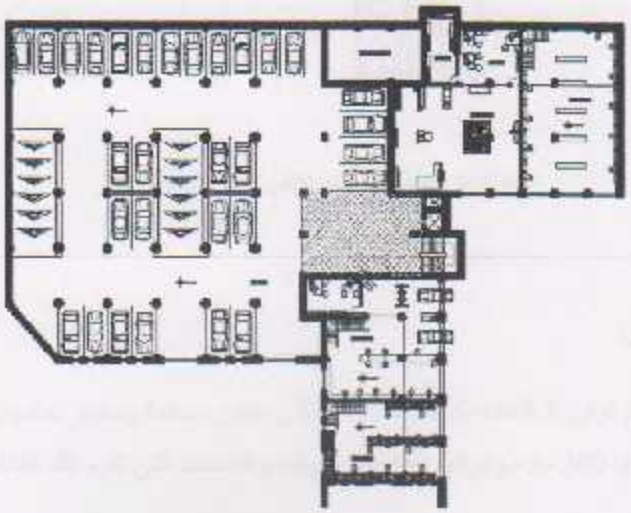


الشكل(6-2) يبين الواجهة الشمالية للمبنى.

2.4 وصف المساقط الافقيه:

2.4.1 طابق التسويه الثاني:

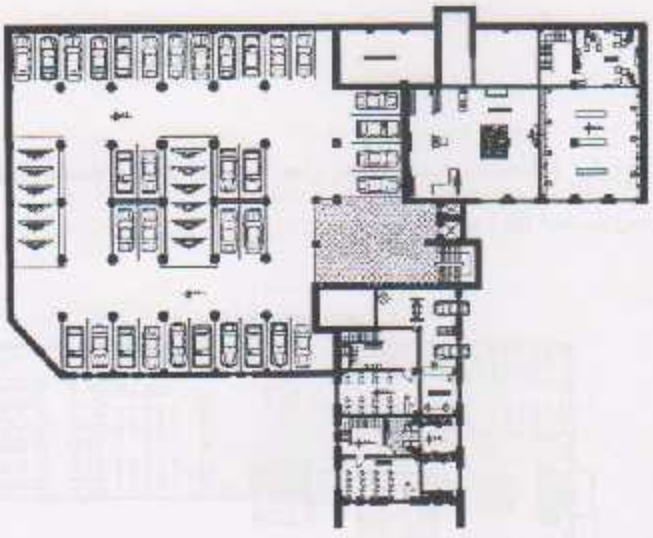
- تم توفير30 موقف سيارة و4 مشاغل بمساحة تقريبية تساوي 200م2 لكل مشغل من المشاغل التي تم تصميمها حيث تشمل تلك المشاغل مشغل تأسيسي ومشغل ميكانيك ومشغل نجارة ومشغل للفنون والحرف اليدوية .



الشكل(7-2) يوضح المسقط لطابق التسويه الثاني.

2.4.2 طابق التسوية الأول:

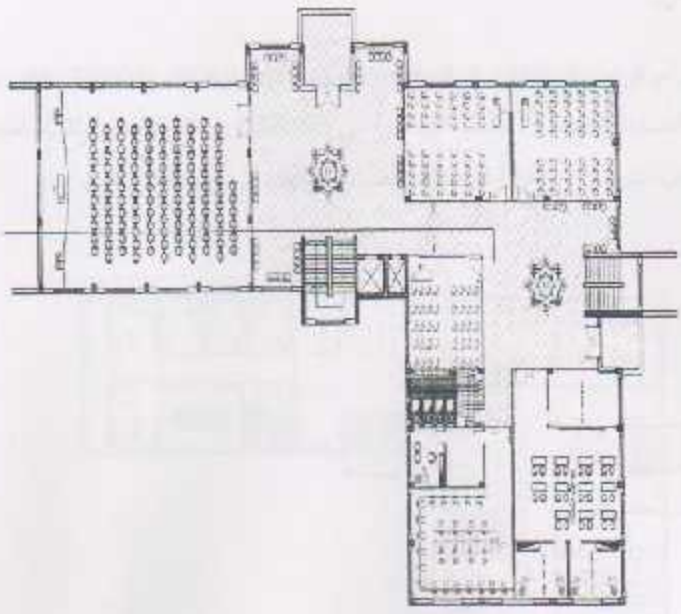
- يشابه طابق التسوية الأول طابق التسوية الثاني من حيث توزيع الغرف والقاعات واستخداماتها حيث تم توفير مشاغل هندسية, ومكاتب لهيئة التدريس, ومواقف سيارات, كما يمكن الانتقال من داخل مواقف السيارات الى الطوابق العلوية باستخدام مصاعد كهربائية ودرج يمتد على طول الطوابق.



الشكل(2-8) يوضح المسقط الافقي لطابق التسوية الأول.

2.4.3 الطابق الأرضي:

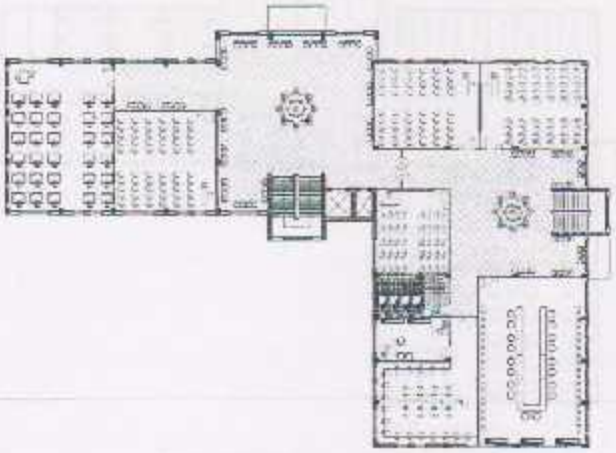
- في الطابق الأرضي تم توفير 3 قاعات تدريس بالإضافة إلى مختبر مساحة ومختبر حاسوب وقاعة متعددة الأغراض تبلغ مساحتها 200 م2 مع توفير كافة المستلزمات والخدمات التي تلزم تلك القاعات.



الشكل (2-9) يبين مسقط الطابق الأرضي.

2.4.4 الطابق الأول:

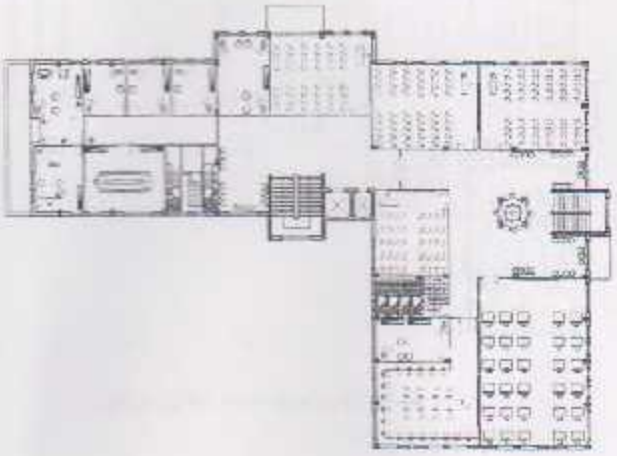
- في الطابق الأول تم توفير 4 قاعات دراسية ومختبر واحد للحاسوب ومرسم بمساحة 100 م2 تقريبا وتوفير قاعة فيديو كونفرنس بمساحة 120 م2 .



الشكل(10-2) يبين مسقط الطابق الأول.

2.4.5 الطابق الثاني:

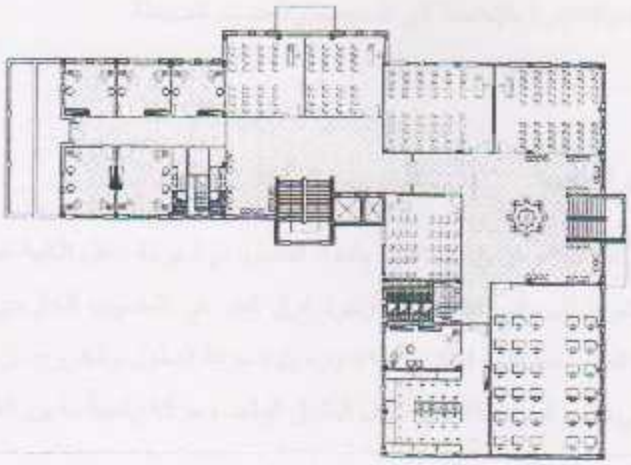
- في الطابق الثاني تم توفير 4 قاعات دراسية ومرسم ومختبر اوتوكاد وتطبيقات حاسوبية متقدمة وتم تخصيص نصف المساحة الطابقية للمكاتب الإدارية في ذلك الطابق والتي تشمل مكتب عميد الكلية وغرفة اجتماعات و4 مكاتب مدرسين مع كافة الوحدات الصحية والخدمات كالمطبخ وغيره .



الشكل(11-2) يبين مسقط الطابق الثاني.

2.4.6 الطابق الثالث:

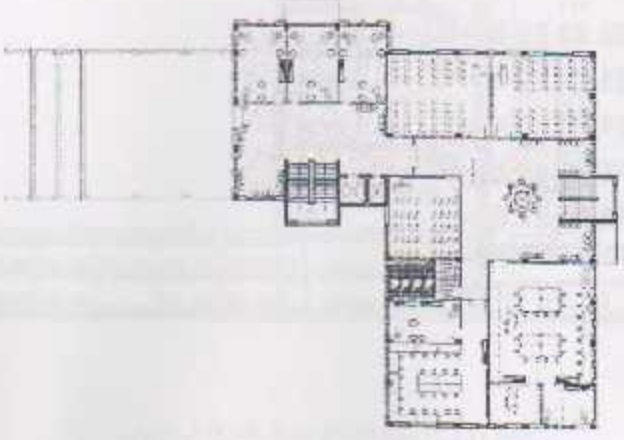
- في الطابق الثالث تم توفير 5 قاعات دراسية ومرسم ومختبر كيمياء و5 مكاتب موظفين.



الشكل(12-2) يبين مسقط الطابق الثالث.

2.4.7 الطابق الرابع:

- في الطابق الرابع والأخير تم توفير 3 قاعات دراسية ومختبر فيزياء ومختبر الكترونيات مع توفير مكاتب معيدي المختبرات ضمن مساحة المختبرات و3 مكاتب إدارية.



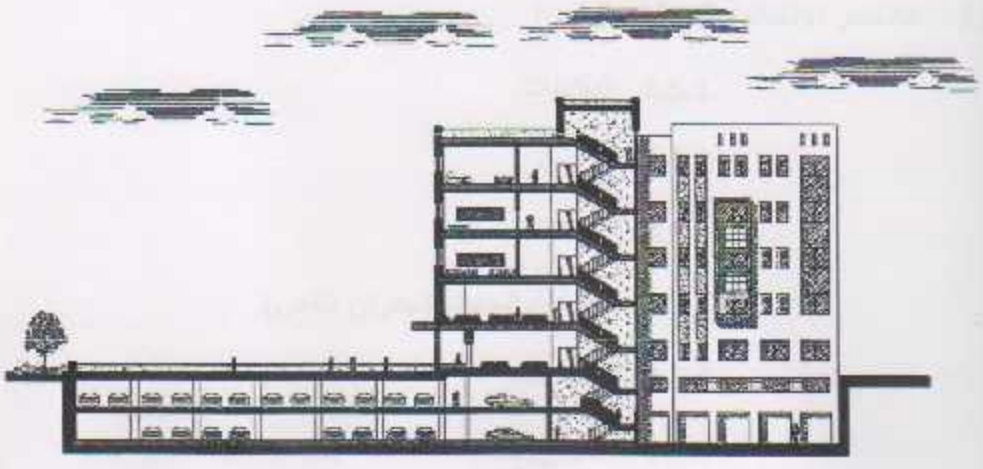
الشكل(13-2) يبين مسقط الطابق الرابع.

المنطقة الوسطى : وتضم الساحة الرئيسية الموزعة داخل الحرم الجامعي التي تعتبر المكان الرئيسي لتجمع كافة الطلبة ، ولها علاقة مباشرة مع المدخل الرئيس ، وهي محاطة بمجموعة من المظلات مع الاشجار وفقا للحاجة المستخدمة ، وتضم أكثر من محور موزع على شكل ممرات الى الكليات , وتضم كل من مبنى الإدارة والتسجيل والمسجد والكفتيريا بالإضافة إلى الساحات والخدمات المحيطة.

2-5 وصف الحركة في المبنى:

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من خارج الكلية باتجاه الداخل، أم الحركة داخل الكلية نفسها؛ فالحركة من خارج المبنى إلى داخله تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي . إذ يمكن الدخول للمبنى من ثلاثه اماكن وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى . أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتنقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفة.

وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج التي تتواجد في المناطق الطرفية للمبنى والمصاعد الكهربائية حيث أنها تتوسط المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها .



الشكل(14-2) يبين الادراج وشكل الحركه في المبنى.

الفصل الثالث

3

3.1 المقدمة .

3.2 هدف التصميم الإنشائي .

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى .

3.3.1 الأحمال وتصنيفها.

3.3.1.1 الأحمال الميتة.

3.3.1.2 الأحمال الحية.

3.3.1.3 الأحمال البيئية.

3.4 الاختبارات العملية .

3.5 العناصر الإنشائية المستخدمة.

3.5.1 البلاطات.

3.5.2 الجسور.

3.5.3 الأعمدة.

3.5.4 الجدران الحاملة (جدران القص).

3.5.5 الأساسات.

3.5.6 الأدراج.

3.5.7 الجدران الاستنادية.

3.5.8 فواصل التمدد.

3-1 المقدمة :

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الإنشائيه بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

في هذا الفصل نجري دراسة للعناصر الإنشائية المختلفة من بلاطات وأعمدة وجسور وأساسات وغيرها، وسيتم ايضاً تحديد قيم الأحمال المختلفة على كل عنصر من هذه العناصر ونوعها من أحمال ميتة أو أحمال حية أو أحمال بيئية بحسب العنصر الإنشائي وفقاً للمواصفات والمقاييس والمتطلبات القياسية التي سنذكرها لاحقاً.

3-2 هدف التصميم الإنشائي :

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع، هو الحصول على منشأ متكامل ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج , وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية، وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :

- الأمان (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات التي يتعرض لها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله بدون مبالغة .
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability): من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري للمنشأ وتضعفه.
- الحفاظ على النواحي الجمالية للمبنى.

3-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى :

تتطرق الدراسات التحليلية والنظرية للعناصر الإنشائية الى دراسة الأحمال التي تتعرض لها المنشأة وتحديدها للوصول إلى تصميم آمن ومتين يقاوم هذه الأحمال بالطريقة المناسبة، وفيما يلي سنتحدث بشكل موجز عن هذه الأحمال وأنواعها .

3-3-1 الأحمال وتصنيفها :

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المبنى ويتم تصميمه بناء على تأثيرها وتأخذ هذه الأحمال أشكالا عدة فمنها الأحمال الحية والميتة والبيئية وغيرها. لذلك لا بد من تحديد هذه الأحمال بشكل دقيق ليتسنى عمل التصميم الإنشائي اللازم. وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المبنى وكيفية التعامل معه ليتم بعد ذلك تصميم العناصر الإنشائية بناء عليها .

وتقسم هذه الأحمال بناء على طريقة تأثيرها على المبنى الى قسمين:

1. الأحمال الرئيسية (المباشرة): وهذه الأحمال تتضمن الأحمال الحية والأحمال الميتة والأحمال البيئية.
2. الأحمال الثانوية (غير المباشرة): وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الأساس.

لذا يتم مراعاة الأحمال وأنواعها في التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية بحيث تكون قادرة على تحمل هذه الأحمال الواقعة عليها والتي هي كالتالي:

- الأحمال الميتة.
- الأحمال الحية.
- الأحمال البيئية.

3.3.1.1 الأحمال الميتة :

هي الأحمال الناتجة من وزن العناصر الإنشائية وأوزان المواد المستخدمة في أعمال التشطيب والقوى الجانبية كقوى دفع الأتربة للجدران الإستنادية وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى ، ثابتة المقدار والإتجاه. ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية .

وتشمل الخرسانة وحديد التسليح و القصارة والطوب والبلاط ومواد التشطيب والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج, بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى.
والجدول رقم (1-3) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية **حسب الكود الأردني**.

الجدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة المسلحه	25
4	الطوب الخرساني المفرغ للعقدات بسماكة 24 سم	10
5	القصارة	22
6	الرمل	17
7	حجر البناء	27
8	الطوب الخرساني بسماكة 100 مم مفرغ	14.5

3.3.1.2 الأحمال الحية :

وهي الأحمال التي تتغير من ناحية القيمة والموقع وتختلف باختلاف المكان والاستخدام وطبيعة المنشأ, ويمكن تصنيفها **كالتالي**:

1. **أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة:** ويختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار الأثر الديناميكي في حالة الملاعب والصالات والقاعات العامة.

2. **الأحمال الديناميكية:** كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .

3. **الأحمال الساكنة:** والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات.

وقد تم استخدام قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى **حسب الكود الأردني** بقيمة **.5 KN/m^2**

3.3.1.3 الأحمال البيئية :

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية وتتضمن أحمال الزلازل والثلوج والرياح, وفيما يلي بيان كل حمل على حدة:

1. 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 لكل متر مربع. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض، ويتم مقاومة هذه الأحمال من خلال جدران القص التي يتم توزيعها في المبنى بشكل مناسب.

2. 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.

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر **حسب الكود الأردني.**

الجدول (2-3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

علو المنشأ عن سطح الأرض (h) (بالمتر)	احمال الثلوج (kN/m^2)
$h \leq 250$	0
$500 \geq h > 250$	1000) /h-250)
$1500 > h > 500$	(h-400) / 400
$2500 \geq h > 1500$	(h – 812.5)/ 250

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق سيتم تصميم الأسقف في الفصل الرابع.

3. الزلازل :

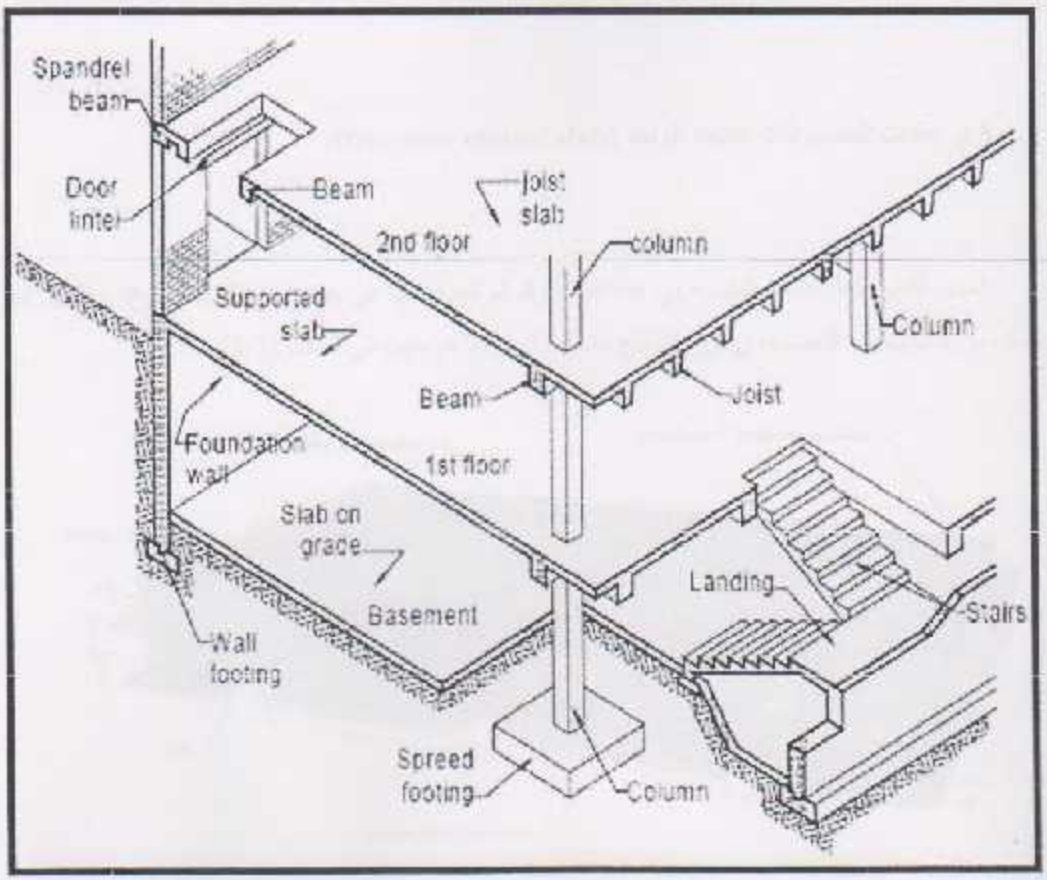
من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الإلتواء وعزم الإنقلاب, ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء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

3.4 الإختبارات 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)

3.5 العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تعمل فيما بينها كوحدة واحدة لمقاومة الأحمال الرأسية والأفقية المؤثرة على المباني بحيث تضمن استمرار المبنى بالشكل الذي يحقق الأهداف التي من أجلها أنشئ، ومن أهم هذه العناصر ، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.



الشكل (1-3) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى

3.5.1 البلاطات :

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.

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

1. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

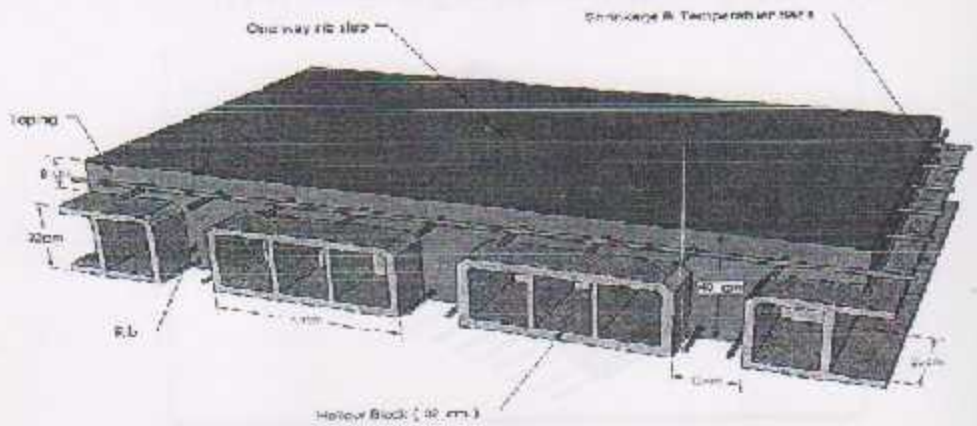
2. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

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

ونظرا لتنوع المتطلبات المعمارية في هذا المشروع تم استخدام النوعين السابقين حسب ما هو مناسب لطبيعة الاستخدام، والذي سيوضح في فصل التصميم لاحقاً.

3.5.1.1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

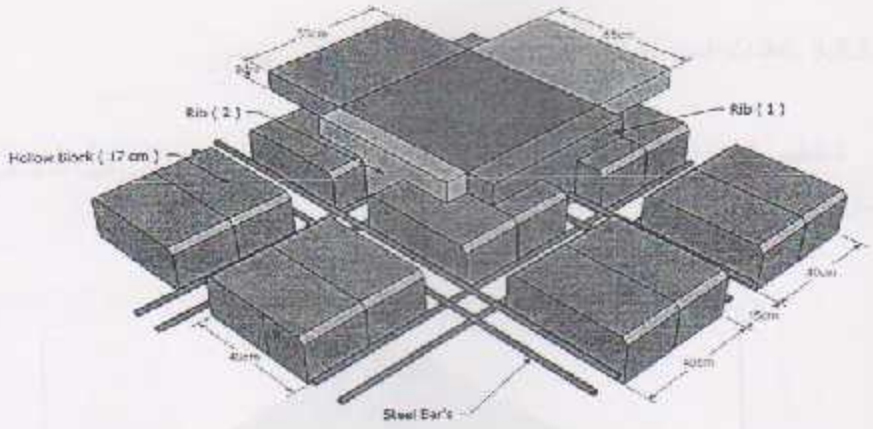
إحدى أشهر العقدات المستخدمة في هذه البلاد وقد تم استخدامها في جميع طوابق المشروع، وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (2-3).



الشكل (2-3): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

3.5.1.2 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

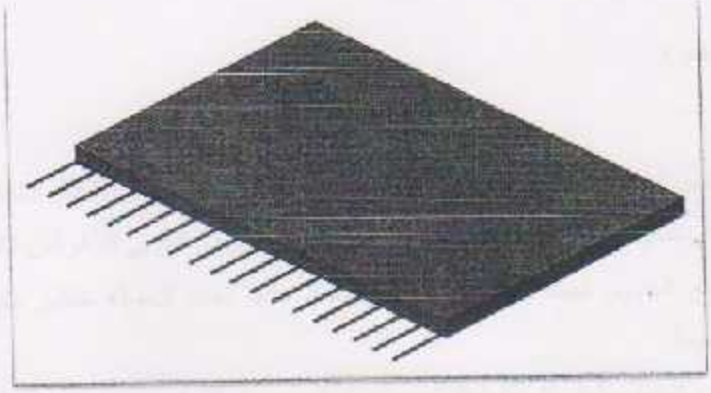
تستخدم عندما تكون المساحات كبيرة نسبياً، خاصة عندما تكون المحور للبلاطة متقاربة، تختلف عن سابقتها من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات, ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (3-3):



الشكل (3-3): عقدات العصب ذات الاتجاهين .

3.5.1.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

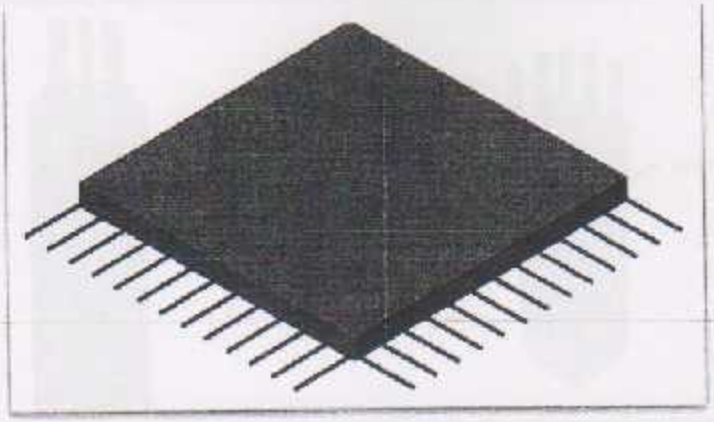
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة, وتم استخدامها في عقده البير وعقدات بيت الدرج كما في الشكل (3-4) :



الشكل (3-4): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

3.5.1.4 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :

تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر من سابقتها حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (5-3).



الشكل (5-3): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

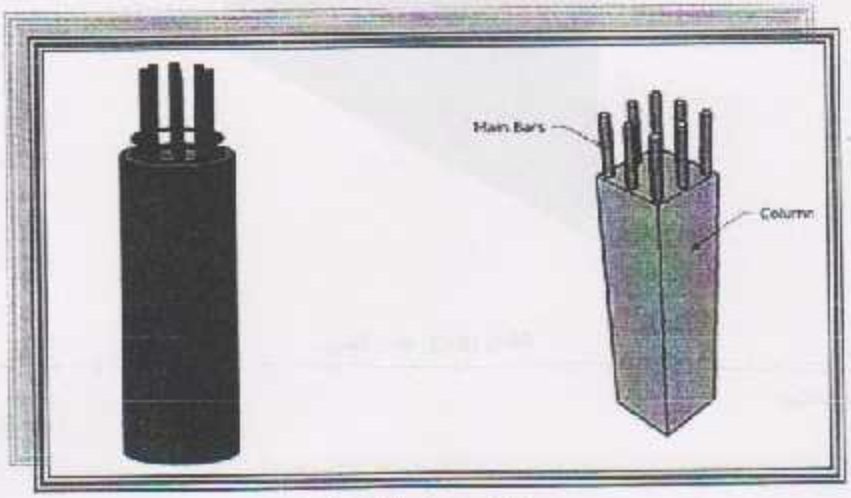
3.5.2 الجسور :

هي عناصر إنشائية تعمل على نقل الأحمال من العقدات إلى الأعمدة,ولها أشكال مختلفة فقد تكون بمقاطع مستطيلة أو على شكل T, وتكون إما مسحورة أو مدلية, وتستخدم في المباني للأغراض التالية:

- توضع الجسور تحت الحوائط لتحمل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
- توضع الجسور أعلى الحوائط لتعتيب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو اكبر من سمك الحائط.
- تقليل طول الانبعاج للأعمدة.
- تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.
- تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات(Frames).
- بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور.

3.5.3 الأعمدة:

هي تلك العناصر الإنشائية التي تنقل الأحمال من البلاطات عن طريق الجسور إلى الأساسات، كما أنها تتعرض لتأثير القوى الجانبية بسبب الرياح والزلازل، لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على تحمل هذه القوى. ويكون مقطعها الأفقي إما مضلعاً أو دائرياً. وهي على نوعين: إما طويلة أو قصيرة.

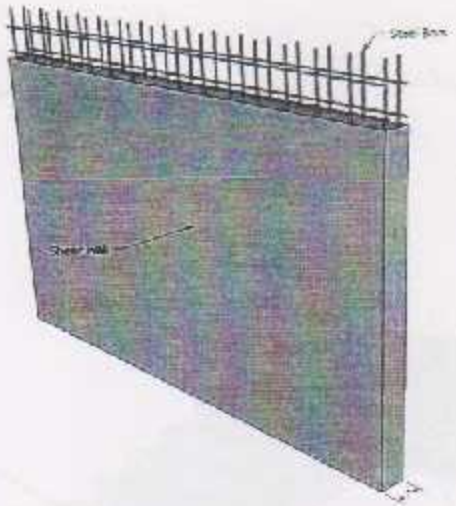


الشكل (7-3): أشكال الأعمدة.

3.5.4 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) ، 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، وأن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.

وقد تم توزيع جدران القص في المبنى بشكل مناسب، وتتمثل في جدران بيت الدرج والمصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من الأساسات.

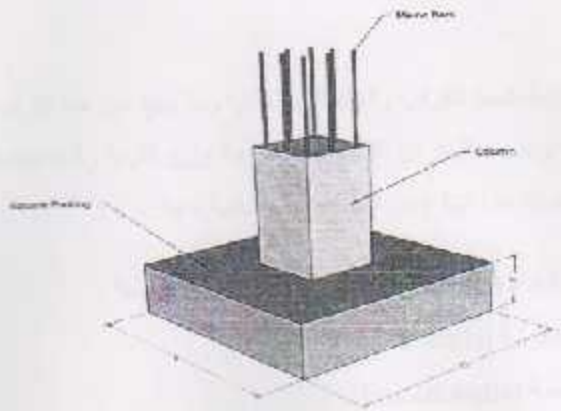


الشكل (8-3): جدار القص.

3.5.5 الأساسات:

الأساس هو حلقة الاتصال بين المنشأ والتربة التي تحمل هذا المنشأ.والأساس مسؤول عن نقل أحمال المنشأ بطريقة آمنة إلى التربة بحيث لا ينتج عن هذه الأحمال تحرك ضار للتربة أسفل الأساس أو حوله.والأساس الجيد يجب أن يقاوم وزن المنشأ بالإضافة إلى الأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل الأحمال الحية أو أحمال الرياح أو الزلازل أو أية أحمال خاصة أخرى تبعا لاستخدام المبنى المنشأ. ويكون تصميم الأساسات آخر خطوة في عملية التصميم مع أنها أول العناصر التي يتم تنفيذها.

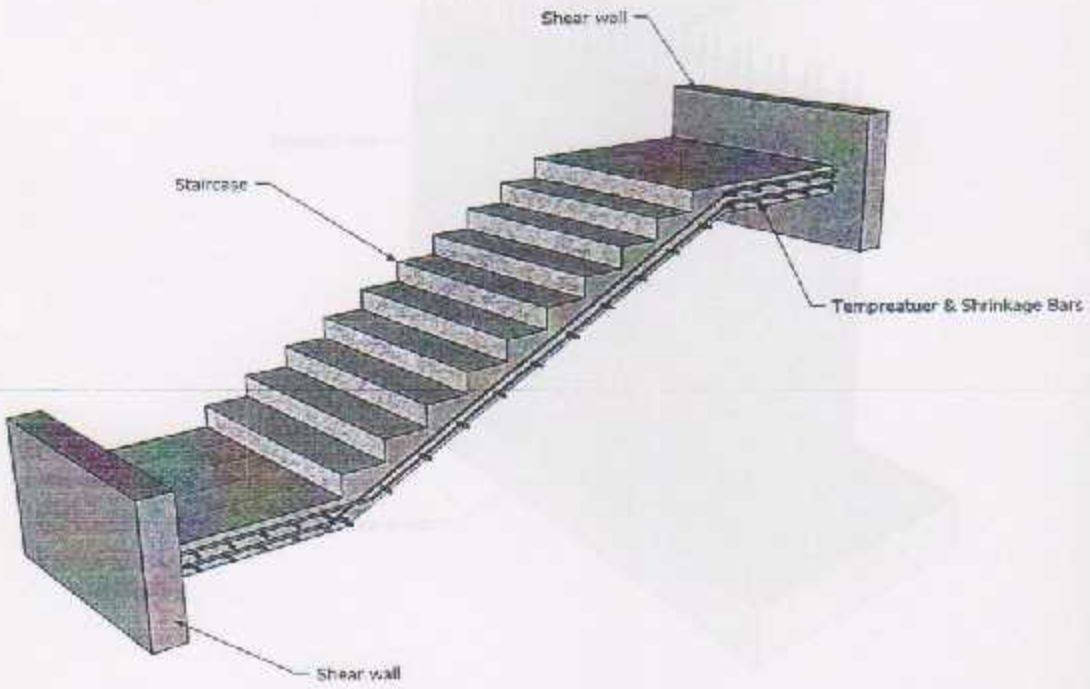
والأساس قد يكون قريباً من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي(Shallow Foundation) وقد يكون عميقاً داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى. أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation).



الشكل (9-3) : الأساس المنفرد

3.5.6 الأدراج:

الدرج هو عنصر إنشائي يستخدم للانتقال من مستوى إلى مستوى أخر، ويتم التعامل معها في عملية التصميم كبلاطة مصمتة.



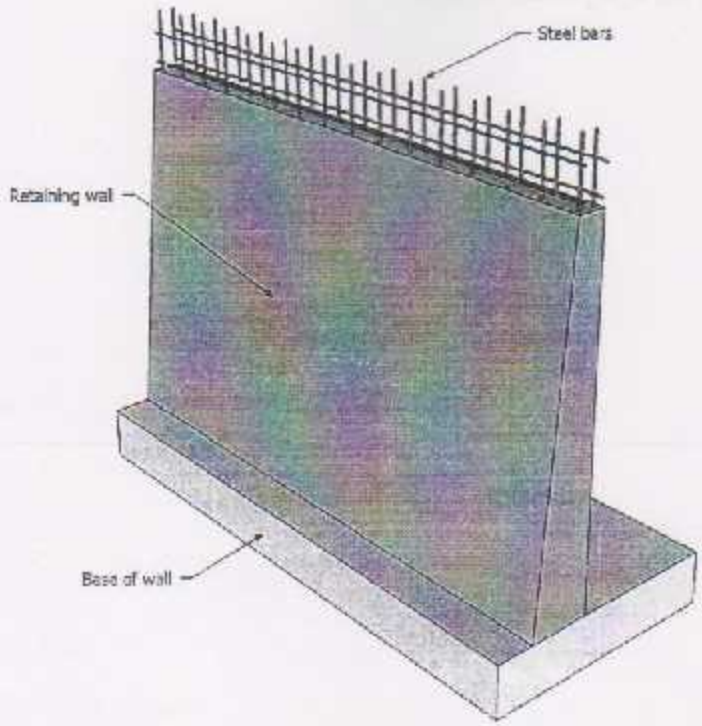
الشكل (10-3): الدرج .

3.5.7 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 وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

- جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- الجدران الكابولية (cantilever walls).
- جدران مدعمة (braced walls).

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام الجدران الإستنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة .



الشكل (11-3) جدار استنادي.

3.5.8 فواصل التمدد (Expansions Joints) :

فواصل التمدد (Expansions Joints):

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأضلاع الخاصة فواصل تمدد حراري او فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، ويكون الهدف منها هو السماح للمبنى بالتمدد دون حدوث تشققات. ولهذه الفواصل بعض الإشتراطات والتوصيات، منها :

1. يجب أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون أن تخترقها.
2. تعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

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

3. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن 3cm.

Chapter Four

4

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.2.1 Factored loads.

4.3 determination of thickness for one way ribbed slab.

4.4 Design of topping.

4.5 Load calculations for one way ribbed slab (R401).

4.6 Design of (R401) slab.

4.6.1 Design of positive moment.

4.6.2 Design of negative moment.

4.6.3 Design of (R401) for shear.

4.7 Design of beam (B418).

4.7.1 Dead load calculation.

4.7.2 Design the beam for flexure.

4.7.3 Design the beam for shear.

4.1 Introduction:

Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementitious materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures. The word concrete comes from the Latin word "concretus", which means "hardened" or "hard".

Concrete solidifies and hardens after mixing with water and placement due to a chemical process known as hydration. The water reacts with the cement, which bonds the other components together, eventually creating a stone-like material. Concrete is used to make pavements, architectural structures, foundations, and motor ways/roads, bridges/overpasses, parking structures, brick/block walls and footings for gates.

In this project, there are three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and two-way ribbed slab. They would be analyzed and designed with aid of computer program called "ATIR-Software" to find the internal forces, deflections for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

The design strength provided by a member, its connection to other members, and its cross-section it term of flexure, load, shear and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code.

4.2 Design method and requirements:

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

4.2.1 Factored loads:

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

$$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ I_L$$ **ACI-code-318-08(9.2.1).**

4.3 determination of thickness for one way ribbed slab:

For the introduction of graduation project we designed (**R401**) slab, which is one way ribbed slab.

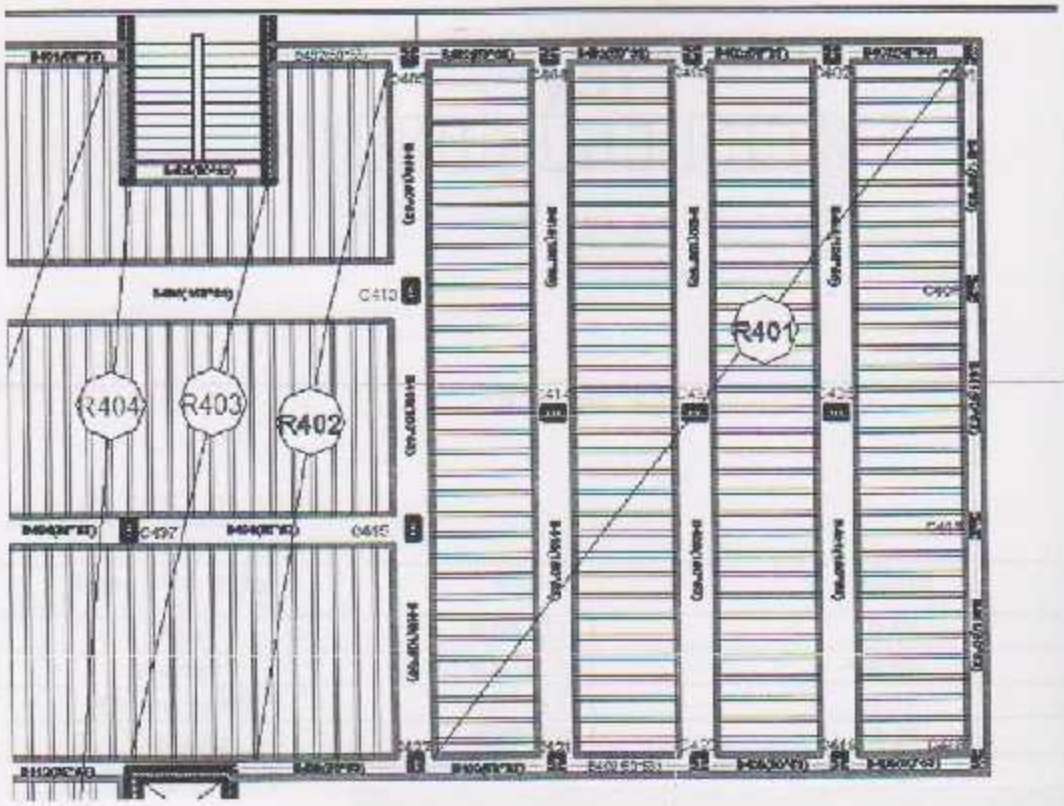


Fig 4.1: ribbed slab R401

The overall depth must be satisfying **ACI table (9.5.a).**

The minimum required thickness is:

$\frac{L}{18.5} = \frac{6000}{18.5} = 324.3$ mm for one end continuous.

Take the slab thickness = 33 cm (24 cm Hollow Block + 9 cm Topping).

4.4 Design of topping:

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

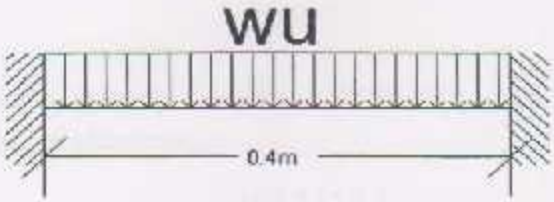


Fig 4.2: topping load.

Dead load calculations:

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Tiles	0.03×23×1	0.69
Mortar	0.03×22×1	0.66
Coarse sand	0.07×17×1	1.19
Topping	0.09×25×1	2.25
Interior partitions	2.3×1	2.3
	Σ	7.09

$L_L = 5\ KN/m^2 \longrightarrow L_L = 5\ KN/m^2 \times 1m = 5\ KN/m$

$W_U = 1.2 \times 7.09 + 1.6 \times 5 = 16.508\ KN/m.$

Check the strength condition for plain concrete, $\phi M_n \geq M_u$ where $\phi = 0.55$.

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

$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000\times90^2}{6} = 1350000mm^2$.

$\phi M_n = 0.55\times1\times\sqrt{24}\times1350000\times10^{-6} = 3.637$ KN.m

$M_u = \frac{W_u l^2}{12} = 0.22KN.m$

$\phi M_n > M_u = 0.22\,KN.m$

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

$\rho_{shrinkage} = 0.0018$ **ACI 7.12.2.1**

$A_s = \rho\times b\times h_{topping} = 0.0018\times1000\times90 = 162\ mm^2$.

Try bars ϕ8 with $A_s = 50.3\ mm^2$

$n = \frac{162}{50.3} = 3.22$

Take 4ϕ8 /m_{strip} ,with $A_s = 201.1\ mm^2/m_{strip}$, in both directions.

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3×90 =270mm. control **ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5\,.20 = 330mm$ but

   $S \le 380\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) = 300mm$ **ACI 10.6.4**

$S = \frac{1000\ mm}{4\ bars} = 250mm < S_{max} = 270\ mm$ *ok.*

4.5 Load calculations for one way ribbed slab (R401):

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

- $b_e \le \frac{L}{4} = \frac{5600}{4} = 1400\ mm$ L, is the span of the rib.

- $b_e \leq b_w + 16h_f = 120+16\times90 = 1560$ mm.
- $b_e \leq$ center to center spacing between adjacent beams = 520mm. control

Dead load calculations:

Dead load from:	$\delta\times\gamma\times b_e$	KN/m
Tiles	0.03×23×0.52	0.359
Mortar	0.03×22×0.52	0.343
Coarse sand	0.07×17×0.52	0.619
Topping	0.09×25×0.52	1.17
Hollow block	0.4×10×0.24	0.96
Interior partitions	2.3×0.52	1.196
RC rib	0.24×25×0.12	0.72
	Σ	5.527

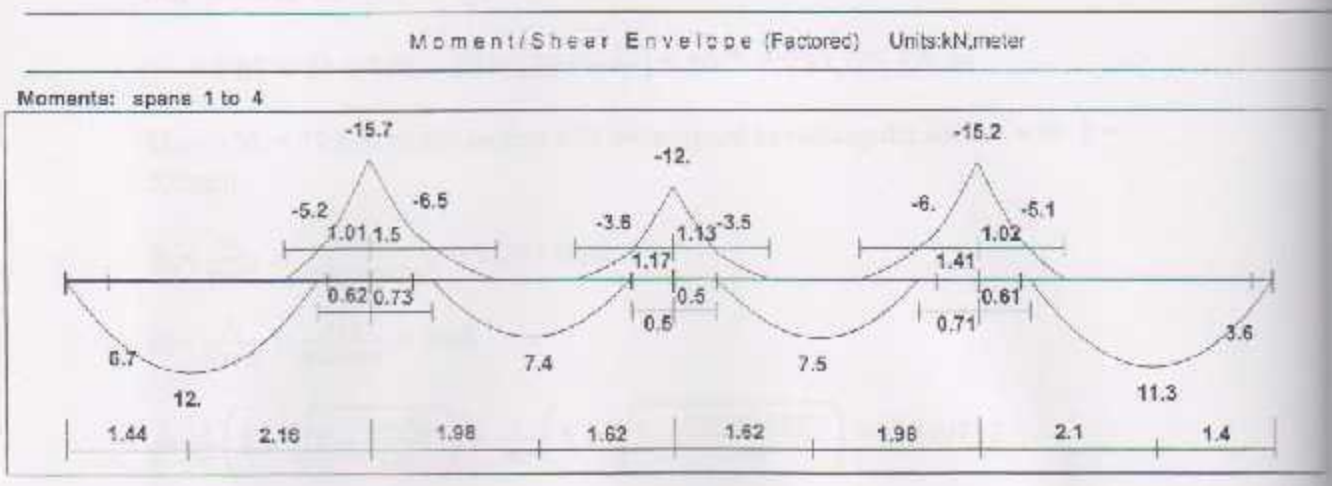
Live load /rib = 5 KN/m^2 × 0.52m = 2.6 KN/m.

$D_u = 1.2 \times 5.527 = 6.632$ KN/m.

$L_u = 1.6 \times 2.6 = 4.16$ KN/m.

$W_u = 10.792$ KN/m.

Using the structural analysis program (ATIR), we obtain the Envelop Moment and Shear diagrams.



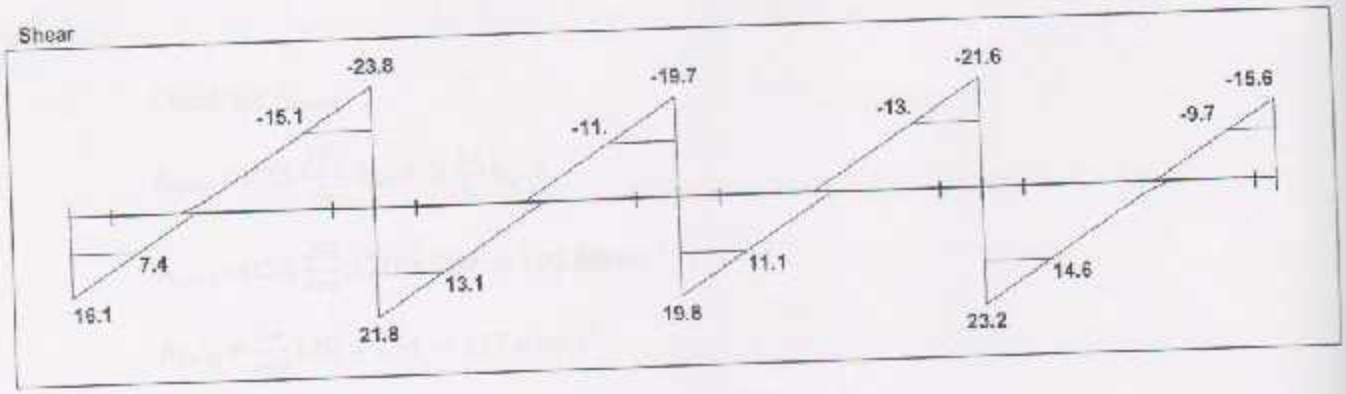


Fig 4.3: Moment and Shear Envelop of (R401)

4.6 Design of (R401) slab.

4.6.1 Design of positive moment.

$M_u = 12$ KN.m.

Assume bar diameter ϕ12 for main positive reinforcement.

$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_\phi}{2} = 330 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 294mm.$

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

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

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 90 \times \left(294 - \frac{90}{2}\right) \times 10^{-6} = 237.725\ KN.m$

$M_{nf} >> M_u = 12$ KN.m, the section will be designed as rectangular section with b = 520mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{12 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 294^2} = 0.297\ Mpa.$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m . R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.297}{420}}\right) = 0.000712$

$A_s = \rho . b . d = 0.0007128 \times 520 \times 294 = 108.8\ mm^2.$

Check for $A_{s,min}$.

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

$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 294 = 102.88mm^2$

$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 294 = 117.6\ mm^2$

$A_{s,required} = 108.8\ mm^2 < A_{s,min}$ ..... so take As = $117.6\ mm^2$

Use 2ϕ10, $A_{s,provided} = 156.8\ mm^2 > A_{s,required} = 117.6\ mm^2$. Ok

Check for strain:

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{156.8 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 6.21\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.21}{0.85} = 7.31\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{294-7.31}{7.31}\right) = 0.118 > 0.005$ Ok

4.6.2 Design of negative moment.

M_u – 15.7 KN.m.

Assume bar diameter ϕ12 for main negative reinforcement.

$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 330 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 294mm.$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{15.7 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 294^2} = 2.3\ Mpa.$

m= 20.6

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.3}{420}}\right) = 0.0058$

$A_s = \rho.b.d = 0.0058 \times 120 \times 294 = 205.5\ mm^2 > A_{s,min}$

Use 2ϕ14, $A_{s,provided}$ =307.8 mm^2 > $A_{s,required}$ =205.5 mm^2 > $A_{s,min}$ Ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{307.8 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 52.8mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.0}{0.85} = 62\ mm$$

$$d = h\text{- cover - } d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 330 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 295mm.$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{295-62}{62}\right) = 0.011 > 0.005 \quad OK.$$

4.6.3 Design of (R401) for shear:

The maximum shear force, V_u = 15.1 KN, (at distance d from support).

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).**

$$V_c = \frac{1.1}{6}\lambda\sqrt{f'_c}\, b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 294 \times 10^{-3} = 31.686\ KN$$

ø V_c =0.75×31.686=23.765 KN.

0.5 ø V_c =0.5×0.75×31.686=11.88 KN.

$$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f'_c}\, b_w d \geq \frac{1}{3} b_w d.$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 120 \times 294 \times 10^{-3} = 10.8\ KN.$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} \times 120 \times 294 \times 10^{-3} = 11.76\ KN. \quad \text{control}$$

ø (V_c + $V_{s,min}$) = 32.585 KN.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{15.1}{0.75} - 31.686 = 11.6\ KN.$$

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

$V_s' = \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 120 \times 294 \times 10^{-3} = 57.6$ KN.

$\Phi Vc < Vu \leq \Phi (Vc + Vs\ min)$

23.765 KN < 38.9 KN > 32.585 KN. Not Case 3

$\Phi (Vc + Vs\ min) < Vu \leq \Phi (Vc + Vs')$

32.585 KN < 38.9 KN ≤ 66.96 KN Case 4

Stirrups are required

Case (4) for shear design, minimum shear reinforcement must be provided.

Try ϕ8,

$$s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_{s\,min}} = \frac{2 \times 50.3 \times 420 \times 294}{11.76 \times 10^3} = 1056.3mm.$$

$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600\ mm$ $\frac{d}{2} = \frac{294}{2} = 147mm$,control.

Use ϕ8(U_shape)@125 mm.

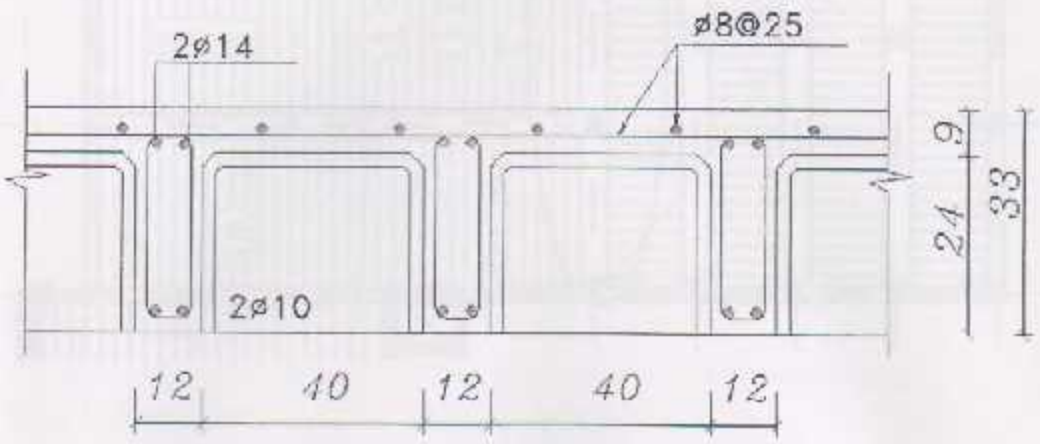


Fig 4.4: R401 detail.

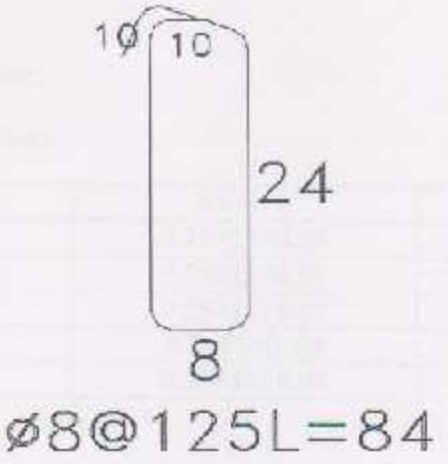


Fig 4.5: stirrup detail

4.7 Design of beam (B418):

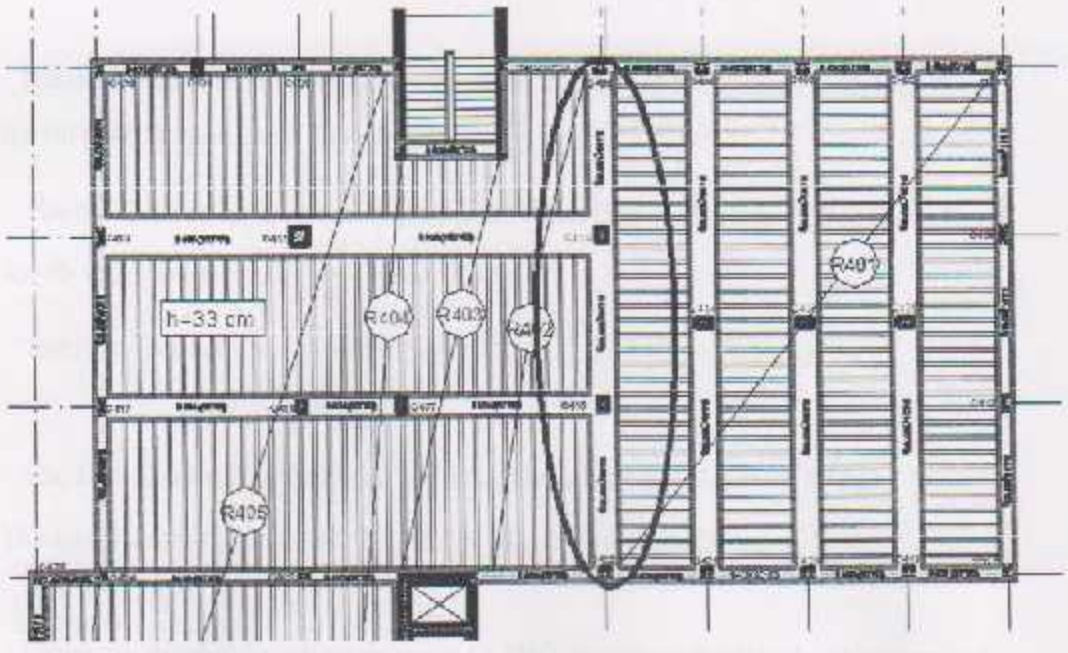


Fig 4.6: location of B418

4.7.1 Dead load calculation:

Beam dead load calculation:

Dead load form	h× γ× δ	KN/m
Tiles	0.25×23×0.03	0.173
Mortar	0.25×22×0.03	0.165
Coarse sand	0.25×17×0.07	0.298
RC beam	0.5×25×0. 53	4.13
Plaster	0.25×22×0.03	0.165

Total dead load on beam including self weight for beam = 7.43 KN/m.

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam (418) can be defined from the support reactions of the rib (401).

The maximum support reaction (factored) at the face of the support from Dead Loads for rib (R401) upon beam (B418) equal $\frac{5.32}{0.52} = 10.23$ KN/m.

The maximum support reaction (factored) at the face of the support from Live Loads for rib upon beam equal $\frac{11.23}{0.52} = 21.6$ KN/m.

The total factored Dead Load: $W_{DL} = 10.23 + (1.2 \times 7.43) = 19.15$ KN/m

The Live Load within the beam width can be calculated: 5×1.0 =5 KN/m.

The total factored Live Load: $W_{LL} = 21.6 + (1.6 \times 5) = 29.6$ KN/m.

Using the structural analysis program (ATIR), we obtain the Envelop Moment and Shear diagrams.

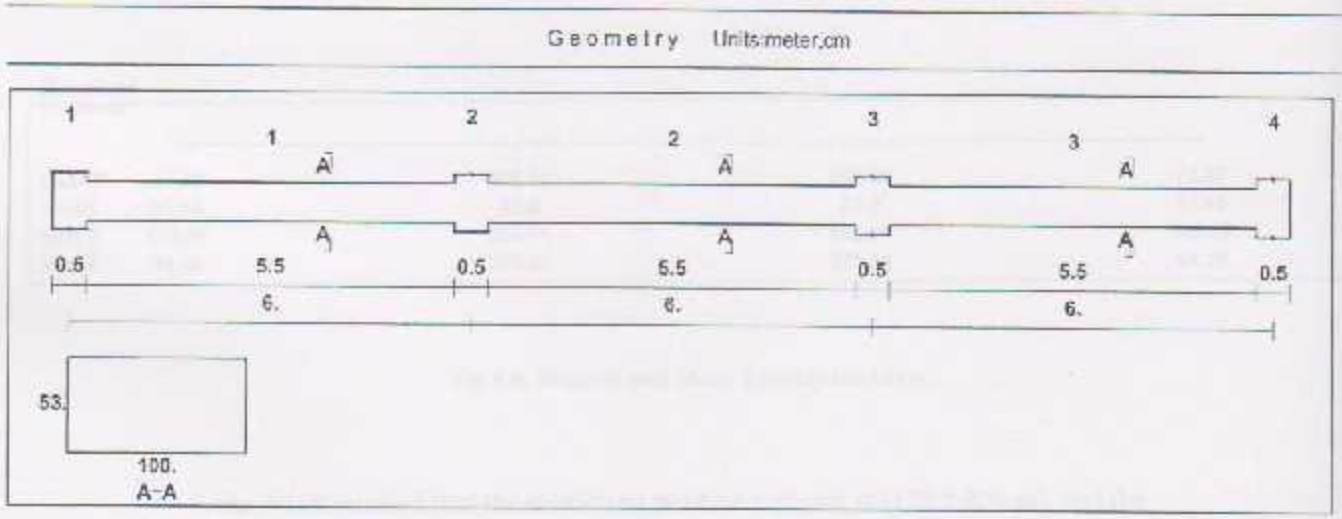
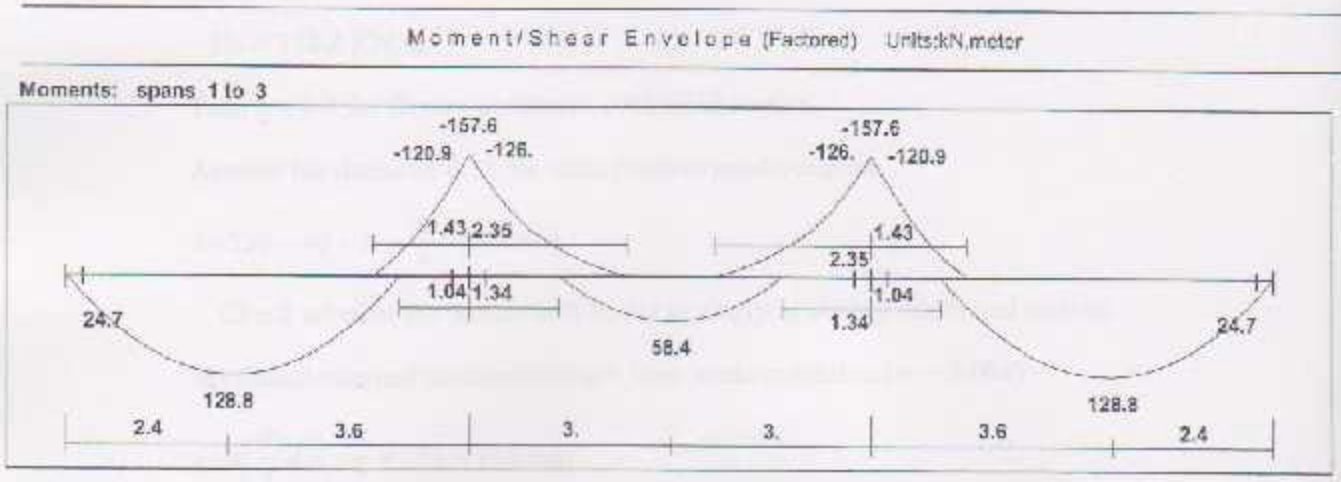
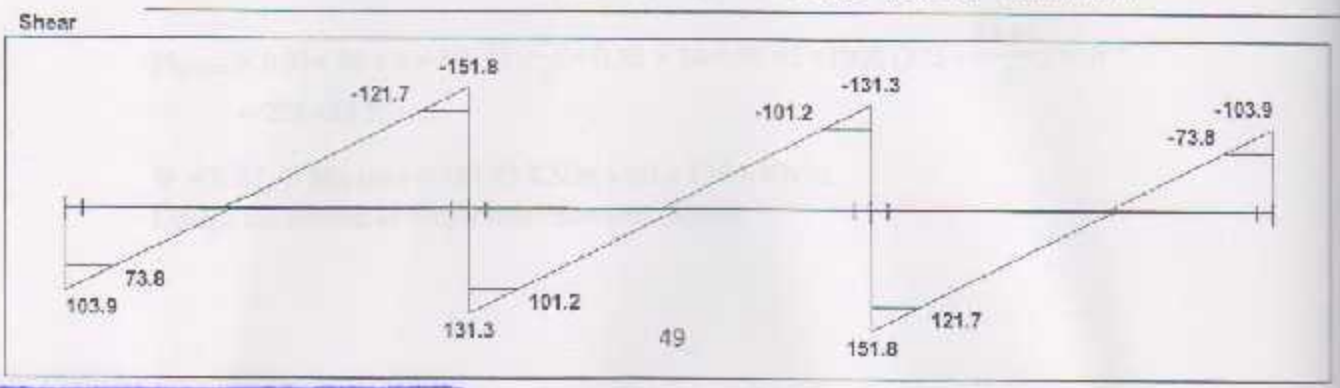


Fig 4.7: Geometry of the beam.





جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٤٩٦٠ الرقم المتسلسل
Class. رقم التصنيف

Reactions
Factored

DeadR	72.84	200.31	200.31	72.84
LiveR	31.05	82.8	82.8	31.05
Max R	103.89	283.11	283.11	103.89
Min R	69.39	231.36	231.36	69.39

Fig 4.8: Moment and Shear Envelop the beam.

From ATIR we find that the maximum positive moment is (128.8 KN.m), and the maximum negative moment is (126 KN.m).

4.7.2 Design Beam (418) for flexure:

M_u = **128.8** KN.m.

Take $\phi = 0.9$ for flexure as tension-controlled section.

Assume bar diameter ϕ 18 for main positive reinforcement.

$d = 330 - 40 - 8 - \frac{18}{2} = 273$ mm

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

Maximum nominal moment strength from strain condition ($\varepsilon s = 0.004$)

$$c = \frac{3}{7} d - \frac{3}{7} \times 273 = 117 \text{ mm}$$

$a = \beta . c = 0.85 \times 117 = 99.45$ mm

$$M_{n,max} = 0.85 \times fc' \times a \times b \times (d - \frac{a}{2}) = 0.85 \times 24 \times 99.45 \times 1000 \, (273 - \frac{99.45}{2}) \times 10^{-6}$$

$$= 226.488 \text{ KN.m}$$

$\Phi = 0.82$, Φ Mn max = 185.72 KN.m > Mu= 128.8 KN.m.

Design the section as singly reinforcement section.

Design for Mu = -126 KN.m:

$$R_n = \frac{(126 \times (10)^6)}{0.9 \times 1000 \times (273)^2} = 4.7 MPa.$$

m= 20.59

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 4.7}{420}}\right) = 0.013$$

$As = b \times d \times \rho = 1000 \times 273 \times 0.013 = 1774.5 mm^2$.

$A_{s\,min} = 0.25 \times \frac{\sqrt{24}}{420} \times 1000 \times 273 = 398.04\ mm^2$

$A_{s\,min} = \frac{1.4}{420} \times 1000 \times 273 = 455 mm^2$. Control.

As req > As min

Take 6 Φ 18 with As = 1781.5 mm^2 > As req.

$Sb = \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 8 - 6 \times 18}{5} = 46.3$ mm > 25mm > d_b = 18 mm ok .

Use **6 Φ 18** in one layer.

Check for strain:

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times fc' \times b}$$

$$a = \frac{1526.8 \times 420}{0.85 \times 24 \times 1000} = 62.87 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{62.87}{0.85} = 73.96 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon s = 0.003\left(\frac{273 - 73.96}{73.96}\right) = 0.00807 > 0.005 \text{ ok}$$

Design for Mu = 128.8 KN.m:

$$R_n = \frac{(128.8 \times (10)^6)}{0.9 \times 1000 \times (273)^2} = 3.8 MPa.$$

m= 20.59

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2\times 20.59\times 3.8}{420}}\right) = 0.0101$$

As = b×d× ρ = $1000 \times 273 \times 0.0101 = 1270.7\ mm^2$.
As req > As min

Take 6 Φ 18 with As = $1272.5\ mm^2$ > As req.

$$Sb = \frac{500-2\times 40-2\times 8-6\times 18}{5} = 78.5 \text{ mm} > 25\text{mm} > d_b = 18 \text{ mm}$$ ok .

Use **6 Φ 18** in one layer.

Check for strain:

$$a = \frac{As\times fy}{0.85\times fc\times b}$$

$$a = \frac{804.2\times 420}{0.85\times 24\times 1000} = 33.114 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{33.114}{0.85} = 38.96 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{273-38.96}{38.96}\right) = 0.0181 > 0.005 \text{ ok}$$

Design for Mu = 58.4 KN.m:

$$R_n = \frac{(58.4\times (10)^6)}{0.9\times 1000\times (273)^2} = 1.74\ MPa.$$

m= 20.59

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2\times 20.59\times 1.74}{420}}\right) = 0.00434$$

As = b×d× ρ = $1000 \times 273 \times 0.00434 = 592\ mm^2$.
As req > As min

Take 5 Φ 18 with As = $1018\ mm^2$ > As req.

$$Sb = \frac{500-2\times 40-2\times 8-5\times 16}{4} = 113.3 \text{ mm} > 25\text{mm} > d_b = 16 \text{ mm}$$ ok .

Use **5 Φ 18** in one layer.

Check for strain:

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times fc' \times b}$$

$$a = \frac{804.2 \times 420}{0.85 \times 24 \times 1000} = 33.114 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{33.114}{0.85} = 38.96 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{273 - 38.96}{38.96}\right) = 0.0181 > 0.005 \text{ ok}$$

4.7.3 Design the beam for shear:

$$d = 330 - 40 - 8 - \left(\frac{16}{2}\right) = 273\ mm$$

Critical section at distance d = 273 mm from the face of support. $V_{u\,max} = 121.7$ KN

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 273 = 111.452 \text{ KN.}$$

Check for section dimensions:

$$V_s = \frac{Vu}{\Phi} - V_c = \frac{121.7}{0.75} - 111.452 = 70.548 \text{ KN.}$$

$$V_{s\,max} = \frac{2}{3} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 273 = 445.807 \text{ KN.}$$

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

Find the maximum stirrups spacing:

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

$$V_s' = \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 273 = 222.9 \text{ KN.}$$

$V_s < V_s'$,so $S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{273}{2} = 136.5$ mm ..... Control.

or $S_{max} \leq 600$ mm.

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

$$V_{s\,min} = \frac{1}{16} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 273 = 41.79 \text{ KN.}$$

$V_{s\,min} = \frac{1}{3} \times 1000 \times 273 = 45.5$ KN Control

$\Phi (Vc + V_{s\,min}) = 0.75 (314.02 + 128.2) = 331.665$ KN.

$\Phi Vc < Vu \leq \Phi (Vc + Vs\,min)$

83.59 KN < 121.7 KN > 117.7 KN. Not Case 3

$\Phi (Vc + Vs\,min) < Vu \leq \Phi (Vc + Vs')$

117.7 KN < 121.7 KN ≤ 250.76 KN Case 4

Stirrups are required

Smax ≤ 600 $Smax \leq \frac{d}{2} = \frac{273}{2} = 136.5$ control

Use (U shape) Φ 8 with Av = 100.5 mm^2.

$S = \frac{Av \times fy \times d}{Vs\,min} = \frac{100.5 \times 420 \times 273}{45.5} = 253.26$ mm

Use **2 Φ 8 @ S= 125 mm** < S_{max} OK

4.8 Design of long column (C 33) :

4.8.1 Load Calculation:

DL=195.56 KN LL=82.8 KN

$$p_u = 1.2*195.56 + 1.6*82.8 = 367.152 KN$$

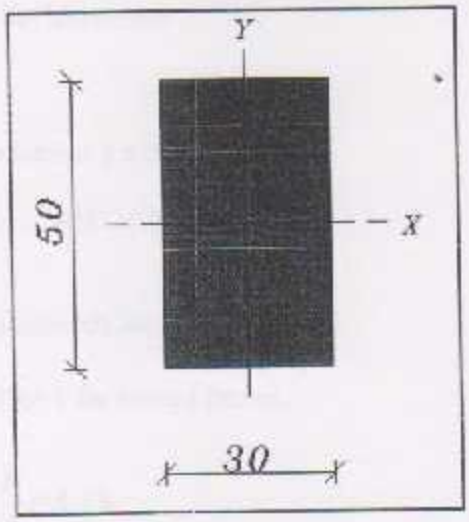


Fig.(4-9)column section

4.8.2 Check Slenderness Effect:

- **In 0.5 m-Direction(about x axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h .....For rectangular section

Lu = 3.7 m

M1/M2 =1

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

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

$$\frac{1 \times 3.7}{0.3 \times 0.5} = 24.67 > 22$$

$$\therefore long\ Column\ in\ \ 0.5m: direction$$

- **In 0.3 m-Direction (about y axis)**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.7 m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \ldots 40 \ldots\ldots\ldots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 3.7}{0.3 \times 0.3} - 41.11 > 22$$

$$\therefore long\ Column\ in\ \ 0.3m: direction$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+\beta_d} \quad \text{.....[ACI318-05 (Eq. 10-15)]}$$

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

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(195.56)}{367.152} = 0.639 < 1$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{500\times 300^3}{12} = 1.125*10^9$$

$$EI = \frac{0.4\times 23025.2\times 1.125}{1+0.639} = 6321.7449kN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....ACI318-05(Eq. 10-13)}$$

$$P_c = \frac{3.14^2\times 6321.7449}{(1.0\times 3.7)^2} = 4557.57kN.$$

$$Cm = 0.6+0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{.....ACI318-05(Eq.10-16)}$$

$$Cm = 1 \quad \text{.....According to ACI318-05(10.10.6.4)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-\frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad \text{.....ACI318-05(Eq. 10-12)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{367.152}{0.75\times 4557.57}} = 1.12 > 1$$

$$e_{min} = 15+0.03\times h = 15+0.03\times 300 = 24mm = 0.024m$$

$$e = e_{min}\times\delta_{ns} = 0.024\times 1.12 = 0.02688m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.02688}{0.3} = 0.0896 \approx 0.09$$

*** to Select the column reinforcement – the interaction diagrams with bars in four faces will be used .

$$\frac{e}{h} = \frac{0.02688}{0.3} = 0.0896 \approx 0.09$$

From interaction diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{367.152}{0.6*0.3} \times 0.145 = 0.355 \ Ksi$$

$$\rho_g = 0.01$$

$$A_s = \rho \times A_g = 0.01 \times 500 \times 300 = 1500 \ mm^2$$

∴ use 10 ϕ 16 ⇒ $A_s = 2010.3 \ mm^2$

As provided > As req.....OK.

4.8.3 Design of the Stirrups:

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

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$dt (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.8 = 28.8 \ cm$$

$$spacing \leq 48 \times d_t = 48 \times 1.0 = 48 \ cm$$

$$spacing \leq least.\dim. = 30 \ cm$$

$Use 2\phi 10 @ 25 \ cm$

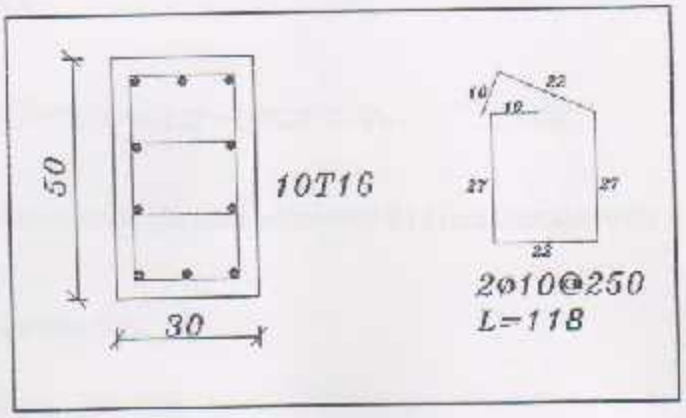


Fig.(4-10)column reinforcement.

4.9 Design of two way shear for columns in solid slab (studs) :

4.9.1 Check for two way shear action (punching)

Vu = 876.8 KN , d = 250-20-16/2= 222 mm

$b_o = \prod * (0.6 + 0.222) = 2.58\text{m}$

Vc (1) $= \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{B}\right) = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{1}\right) = 0.5$

Vc (2) $= \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s \, d}{b0} + 2\right) = \frac{1}{12}\left(\frac{40*0.222}{2.58} + 2\right) = 0.45$

Vc (3) $= \frac{1}{3} = 0.3333$ .....control.

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{3}\lambda\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.75*\frac{1}{3}*1*\sqrt{24}*2.58*0.222 = 701.48$$

701.48 < 876.8 ϕV_c < Vu .....not OK

SO, studs were needed.

∴ The maximum value of $\emptyset Vn$ must not be taken greater than:

$$\phi Vn = \phi.\frac{2}{3}\lambda\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

$$\phi Vn = 0.75*\frac{2}{3}*\sqrt{24}*2.58*0.222 = 1402.9 > \text{Vu} \ldots\ldots\ldots\ldots\text{OK.}$$

∴ by error process try 8 stud rails each with seven Ø12 mm diameter with

S_o = 100mm (less than d/2)

∴ at the first perimeter fyt = 350

Vs = 8 *113.1* 350*10^3 = 316.7 KN

ØVs = 237.5

Vu = ØVs + ØVc

ØVs = Vu - ØVc = 876.8 – 701.48 = 175.32 KN

ØVs = 237.5 > ØVs required= 175.32

Take a constant spacing of δ_s = 100mm

The outer most studs are at 7*100= 700

The outer most section at = 700+ d/2= 700+222/2 = 811mm

$b_o = \prod * 811 * 2 = 5095.66$ mm

ØVc at the critical section :

$Vc(1) = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) = \frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{1}\right) = 0.5$

$Vc(2) = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s \, d}{b_0} + 2\right) = \frac{1}{12}\left(\frac{40*222}{5095.66} + 2\right) = 0.312$..... control.

$Vc(3) = \frac{1}{3} = 0.3333$

$\phi V_c = 0.75 * 0.312 * \sqrt{24} * 5.09566 * 0.222 = 1296.8$ > Vu= 876.8 .....OK.

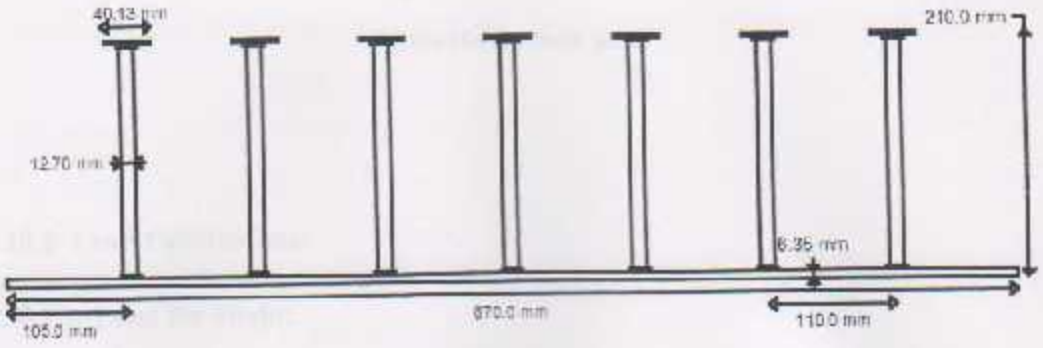


Fig.(4-11)studs section

4.10 Design of Stair (1) :

4.10.1 Determination of Slab Thickness:

L = 3800 mm

$h_{req} = L/20$

h_{req} =3800 / 20 = 190 mm (for simple support one way) .....take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 20 cm.**

$\theta = \tan^{-1}(\text{rise / run}) = \tan^{-1}(18/30) = 31^{\circ}$

$\cos\theta = 0.857$

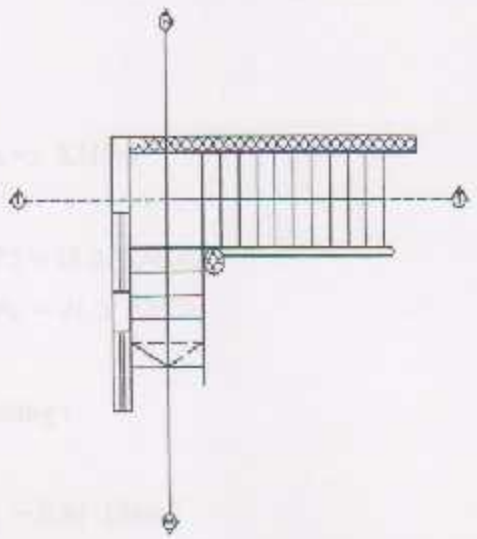


Figure (4-12) : Stair plan

4.10.2 Load Calculations:

4.10.2.1 Load for Flight:

Dead Load:

$$Tiles = 27\left(\frac{0.18 + 0.35}{0.3}\right) * 0.03 * 1 = 1.431\ KN/m$$

$$Mortar = 22\left(\frac{0.18 + 0.3}{0.3}\right) * 0.02 * 1 = 0.704\ KN/m$$

$$stair\ stips = \frac{25}{0.3}\left(\frac{0.18 * 0.30}{2}\right) * 1 = 2.25\ KN/m$$

$$slab = \left(\frac{25 * 0.2 * 1}{\cos 31}\right) = 5.833\ KN/m$$

$$Plaster = 22\left(\frac{0.03 * 1}{\cos 31}\right) = 0.77\ KN/m$$

Total dead load = 11 KN/ m.

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load

W_u =1.2*11 + 1.6*5 = 21.2 KN/ m^2.

For one meter Strip, W_u = 21.2 KN/ m.

4.10.2.2 Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 27*0.03*1 = 0.81 KN/m^2

Mortar = 22*0.02*1 = 0.44 KN/m^2

Slab = 25*0.25*1 = 5 KN/m^2.

Plaster = 22*0.03*1 = 0.66 KN/m^2.

Total dead load = 6.91 KN/m^2.

For one meter Strip = 6.91 KN/ m.

Live load:

Live load for stairs = 5 KN/ m^2.

Factored load

W_u =1.2*6.91+ 1.6 *5 = 16.3 KN/ m^2.

For one meter Strip, W_u = 16.3 KN/ m.

4.10.3 Design of Shear for flight(1) :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -14/2 = 213 mm = 21.3 cm

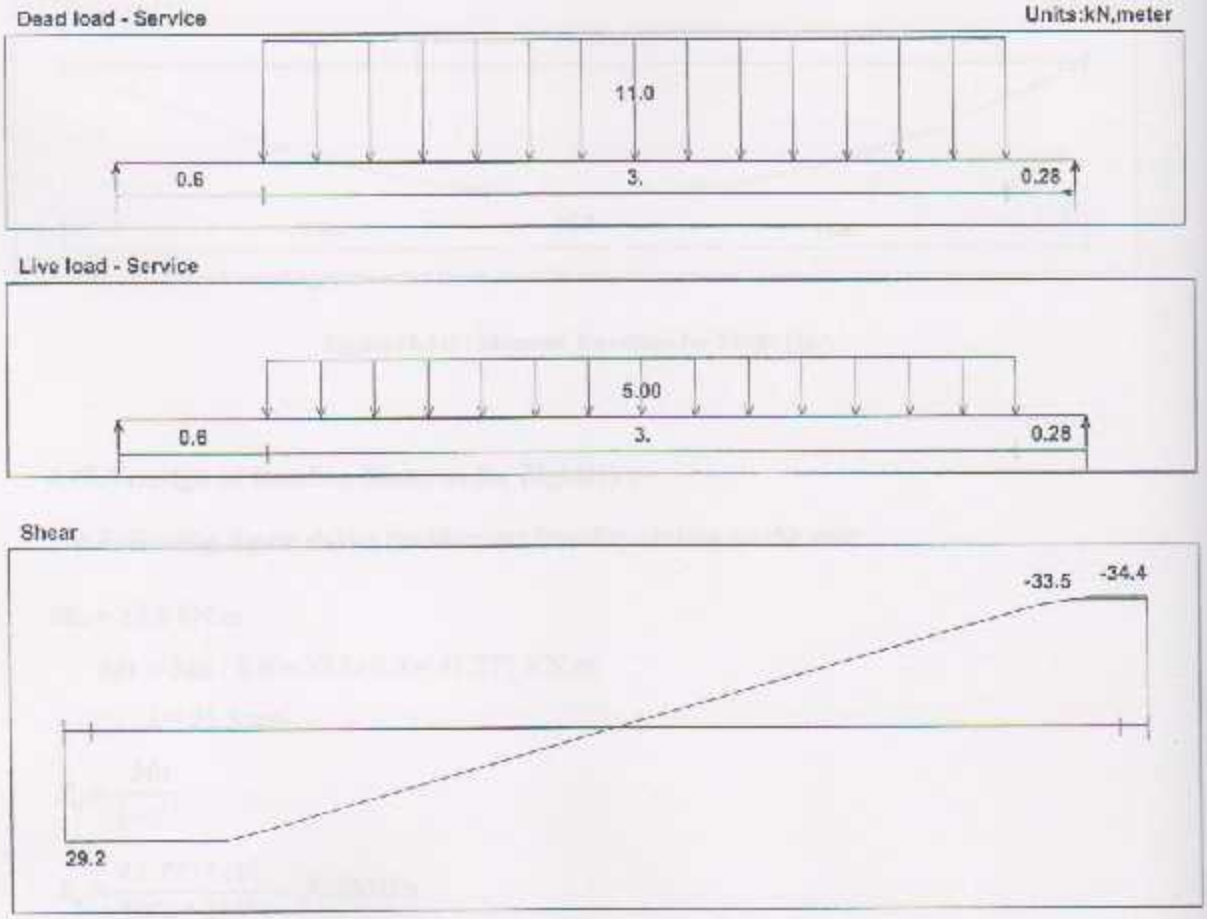


Figure (4-13) : Shear Envelope for Flight (1).

Vu = 34.422 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 213 * 10^{-3}}{6} = 130.43 \text{ KN}$$

Vu = 34.422 KN < 1/2 ϕVc = 130.43 KN .

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

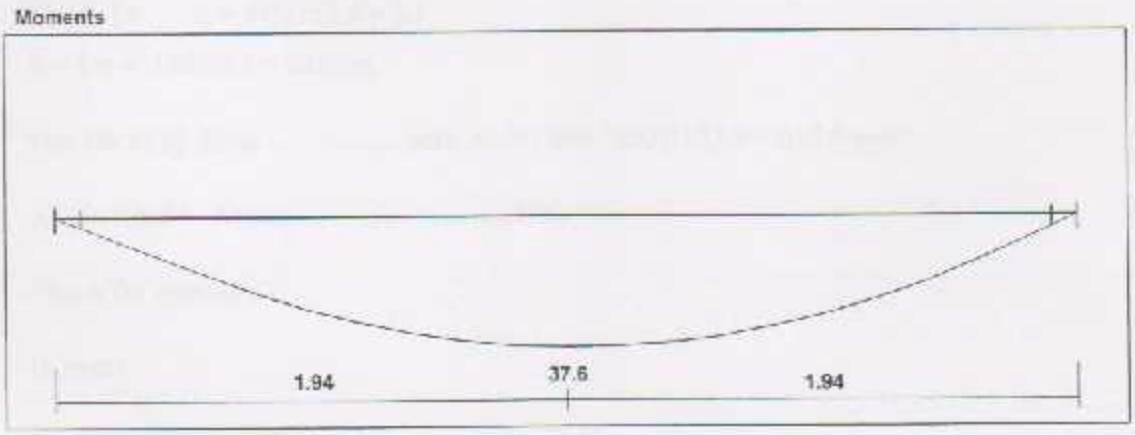


Figure (4-14) : Moment Envelope for Flight (1).

4.10.4 Design of Bending Moment for flight(1) :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

Mu = 37.6 kN.m

Mn – Mu / 0.9 = 37.6/ 0.9 = 41.777 KN.m.

d = 21.3 cm.

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

$$R_n = \frac{41.777 * 10^6}{1000 * 213^2} = .9208 MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * .9208}{420}}\right) = 2.244 * 10^{-3}$$

$As_{req} = 2.244 * 10^{-3} * 1000 * 213 = 478 \text{ mm}^2$

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm^2$

$As_{req} = 478\ mm^2 > As_{min} = 360\ mm^2$

Use Φ 14 n = 478/153.9 = 3.1

S = 1/n = 1000/3.1 = 322mm

Use 1Φ 14 @ 25cm ..... with As =(1000 / 250)*153.9 = 615.6 mm².

As provided > As req.....**OK.**

Check for spacing :

(S max)

S = 3h = 3*200 = 600 mm

S = 450 mm

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

$$s = 300\left(\frac{280}{0.667*420}\right) = 300mm$$

Use 1Φ 14@ 25 cm

Check for strain:

Tension = Compression

$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$

$615.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 12.67mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.67}{0.85} = 14.9mm$

$\varepsilon_s = \frac{223 - 14.9}{14.9} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.041 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.10.5 Design of Shear for flight(2) :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -14/2 – 213 mm = 21.3 cm

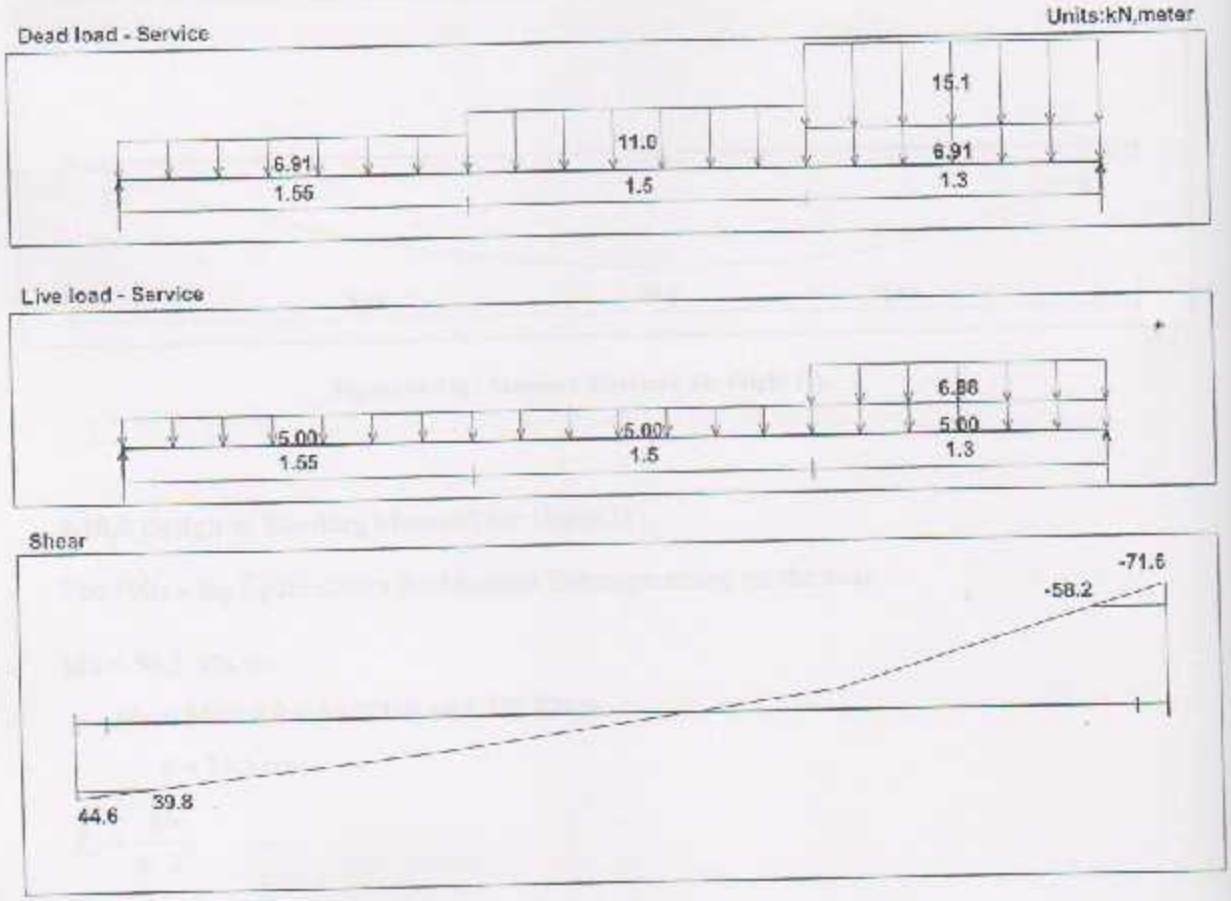


Figure (4-15) : Shear Envelope for Flight (2).

Vu at the face of support

Vu,d = 71.6 – (16.3+22.45)* (0.1+0.213) = 58.2 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*213*10^{-3}}{6} = 130.43 \text{ KN}$$

Vu = 58.2 KN < 1/2 ϕVc = 130.43 KN .

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

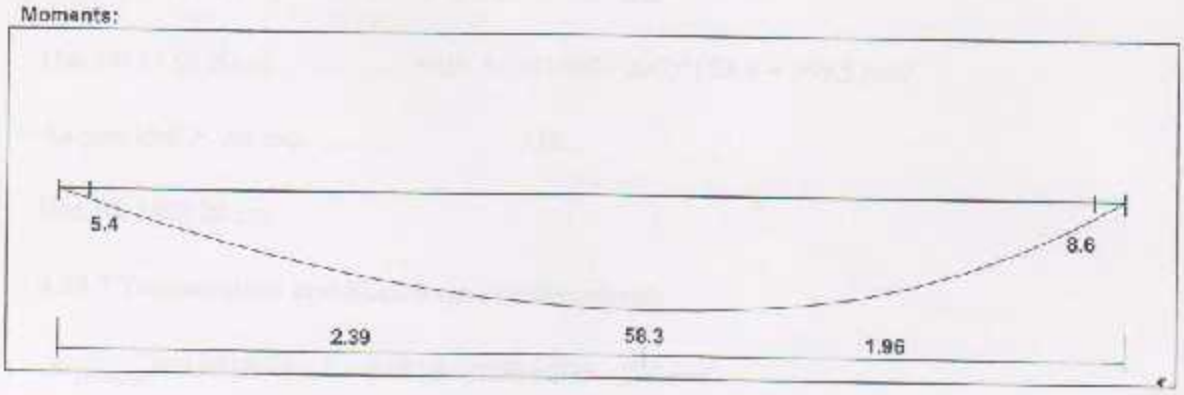


Figure (4-16) : Moment Envelope for Flight (2).

4.10.6 Design of Bending Moment for flight(2) :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

Mu = 58.3 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 58.3/ 0.9 =64.778 KN.m.

d = 21.3 cm.

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

$$R_n = \frac{64.778 * 10^6}{1000 * 213^2} = 1.427 MPa .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.427}{420}}\right) = 3.528 * 10^{-3}$$

As_{req} = 3.528*10^{-3} *1000*213 = 751.4 mm^2

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm^2$

$As_{req} = 751.4\ mm^2 \quad > \quad As_{min} = 360\ mm^2$

Use Φ 14 n = 751.4/153.9 = 4.88

S = 1/n = 1000/4.88 = 204 mm < S max ..... **OK**

Use 1Φ 14 @ 20cm ..... with As =(1000 / 200)*153.9 = 769.5 mm².

As provided > As req.....**OK.**

Use 1Φ 14@ 20 cm

4.10.7 Temperature and Shrinkage reinforcement:

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360 mm^2$

Use Φ12 @ 25 cm ..... With As = (1000 / 250)*113 = 452 mm².

Check for spacing:

S=5h=5*200=1000mm

S=450mm

Use Φ12 @ 25 cm

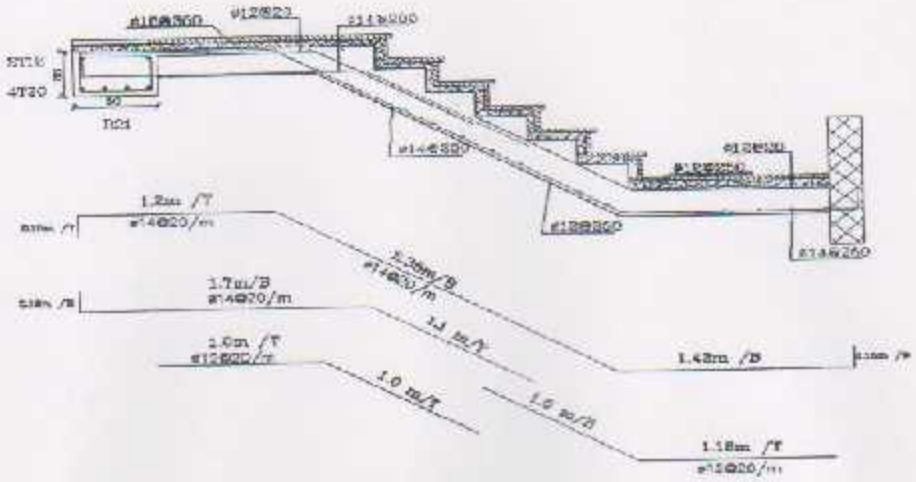


Figure (4-17) : Stair Section (2---2)

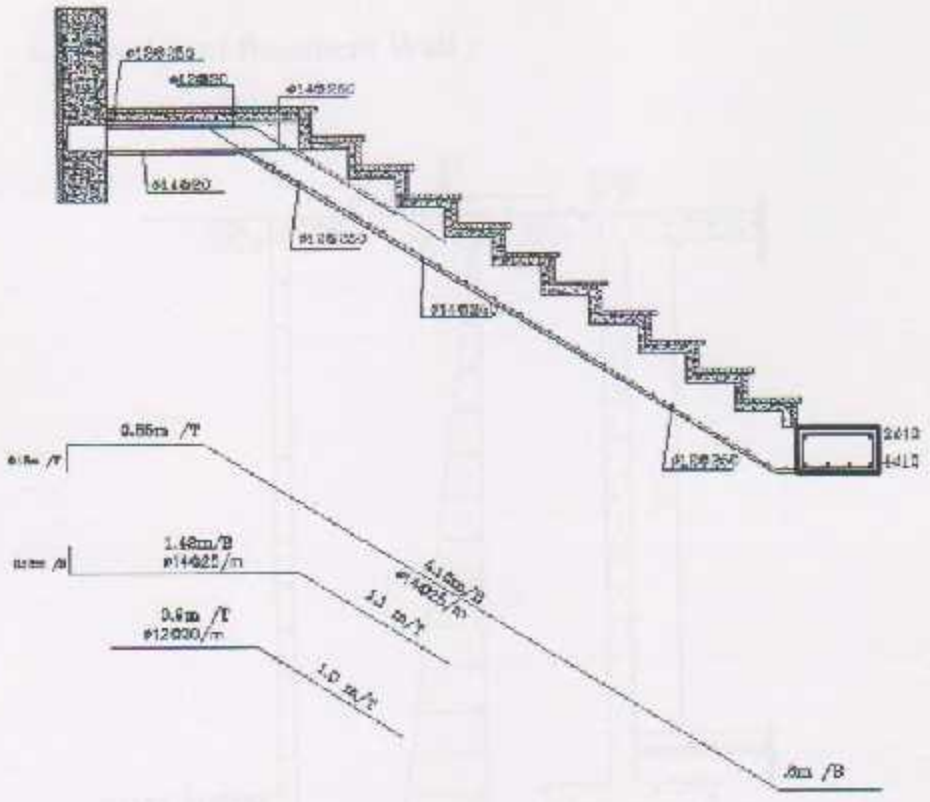


Figure (4-18) : Stair Section (1—1)

4.11 Design of Basement Wall :

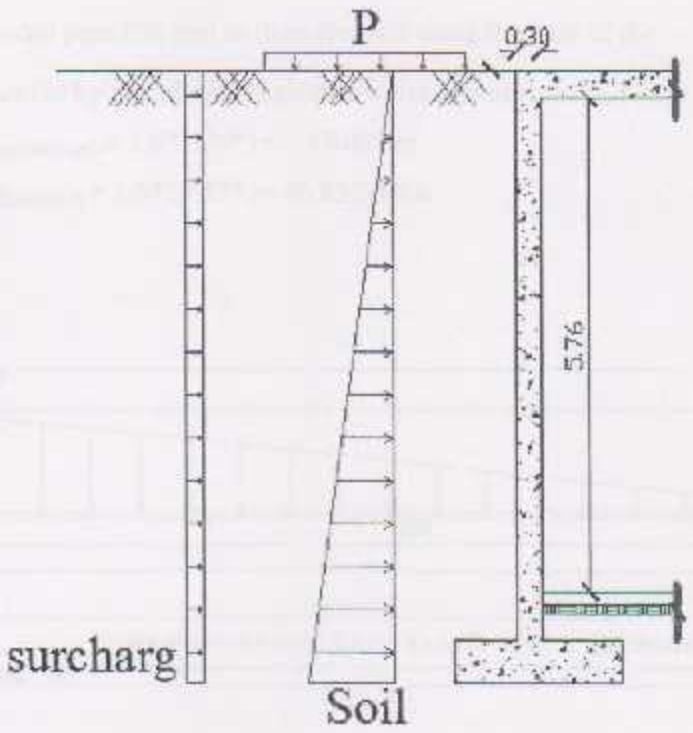


Figure (4-19) : Load on Basement Wall

4.11.1 Loading :

Self weight of earth :

$q_1 = \gamma \times h \times K_0$

Assume that :

$\gamma_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$\theta = 35°$

$K = 0.271$

$q_1 = 18 \times 6 \times 0.271 = 29.27\ \text{KN/m}^2$

Load from live load:

$$q_2 = P \times K_3$$

$$q_2 = 5 \times 0.271 = 1.36\ \text{KN/m}^2$$

We used perforated pipe,200 mm in diameter laid along the base of the wall and surrounded by gravel, We neglected water pressure

$W_{surcharge\ (factored)} = 1.6*1.36*1 = 2.176\text{kN/m}$

$W_{soil(factored)} = 1.6*29.27*1 = 46.832\text{kN/m}$

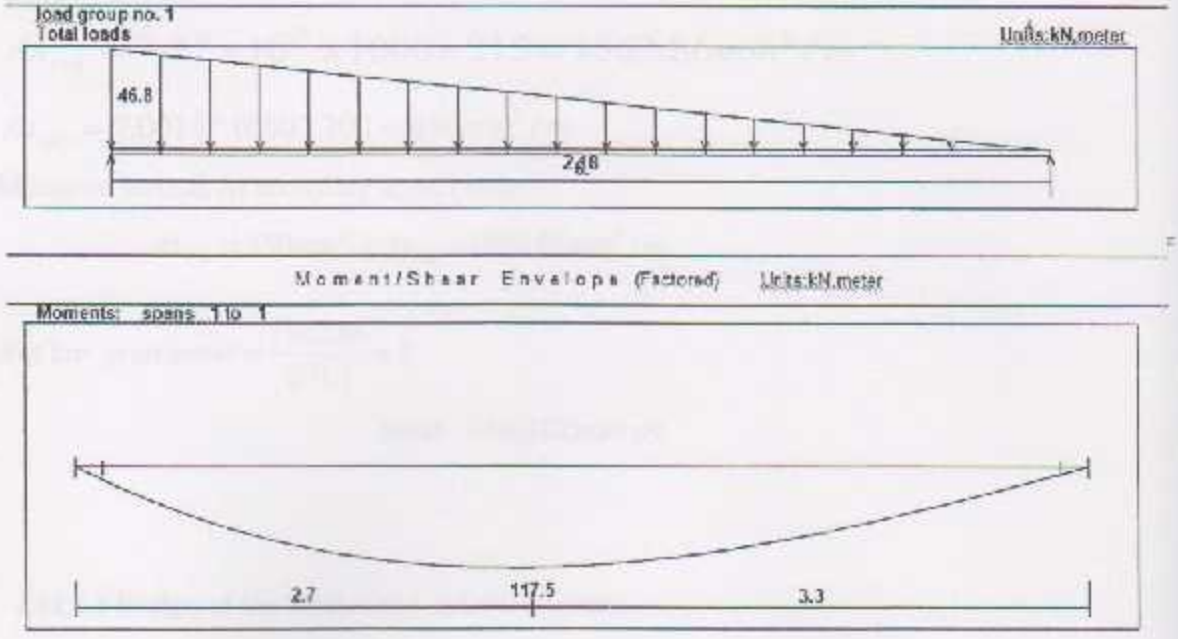


Figure (4-20) : Loads & Shear/Moment envelope for basement wall

4.11.2 Design :

Design using BEAMD:

Mu =117.5kN.m

Design for flexure:

4.11.2.1 Design of the Vertical reinforcement:

Mn =117.5 /0.9 =130.56kN.m

$d = 300 - 75 - 20/2 = 215\ mm$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{130.56 \times 10^6}{1000 \times 215^2} = 2.82 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 2.82}{420}}) = 7.27 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = 7.27 \times 10^{-3} \times 1000 \times 215 = 1562.86 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 0.0015 * 1000 * 300 = 450 mm^2 / m$$

Minimum vertical As according to ACI code:

$$As_{\min} = 450 mm^2 < As_{req} = 1562.86 mm^2 / m$$

$$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{1562.86}{201.1} = 8$$

Select Φ18@125mm c/c

4.11.2.2 Design of the Horizontal reinforcement:

Select the greater of:

$As_{horizontal} = 0.0020 * 1000 * 300 = 600 mm^2 / m$

$$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{600}{153.9} = 3.89$$

Select Φ14@250mm c/c

4.12 Design of Isolated Footing (F25) :

4.12.1 Load Calculation :

Total factored load = 3150 KN.

Total services load = 2250KN.

Column Dimeasions = 40*50 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (70 cm) thick.

live load –5 KN/m2.

q_{allow}=400 - 5 - 0.4*18 - 0.7*25 = 370.3kN/m^2

4.12.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{2250}{370.3} = 6.08\ m^2$$

→ L= 2.56 m

Try 2.7 * 2.7m with area = 7.29m^2 > A_{req} = 6.08m^2

Determinate q_u = 3150/7.29 = 432.1KN/m^2

Check for one way shear strength:

D= h-cover-bar size

D=700-75-20=605mm

Crucal Section at $\frac{a}{2}+d$

$\frac{a}{2}+d-\frac{0.4}{2}+0.605=0.805m$

$Vu=432.1*(\frac{2.7}{2}-0.805)*2.7=635.835KN$

$\phi.Vc=\phi.(\frac{1}{6}*\sqrt{fc'}*b_w*d)$

$\phi.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2700*0.605=1000.31KN$

$\phi.Vc=1000.31KN>Vu=635.835KN$

$\therefore$ *Safe*

4.12.3 Check for two way shear action (punching)

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

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

$$\phi.V_c=\phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

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

Where:

$$\beta_C=\frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)}=\frac{50}{40}=1.25$$

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

$b_o=2(d+a)+2(d+b)=2(0.605+.4)+2(0.605+.5)=4.22m$

$\alpha_s=40$ for interior column

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.25}\right)*\sqrt{24}*4220*0.605 = 4061.85KN$$

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.605}{4.22}+2\right)*\sqrt{24}*4220*0.605 = 6041.17KN$$

$$\phi V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4220*0.605 = 3126.9KN$$

$\phi V_c = 3126.9KN$ ..... *Control*

$$Vu_c = [432.1*(2.7*2.7-(0.5+0.0.605)*(0.4+0.0.605)] = 2670.15KN$$

$\phi Vc = 3126.9KN > Vu_c = 2670.15KN$..... *satisfied*

4.12.4 Design for Bending Moment:

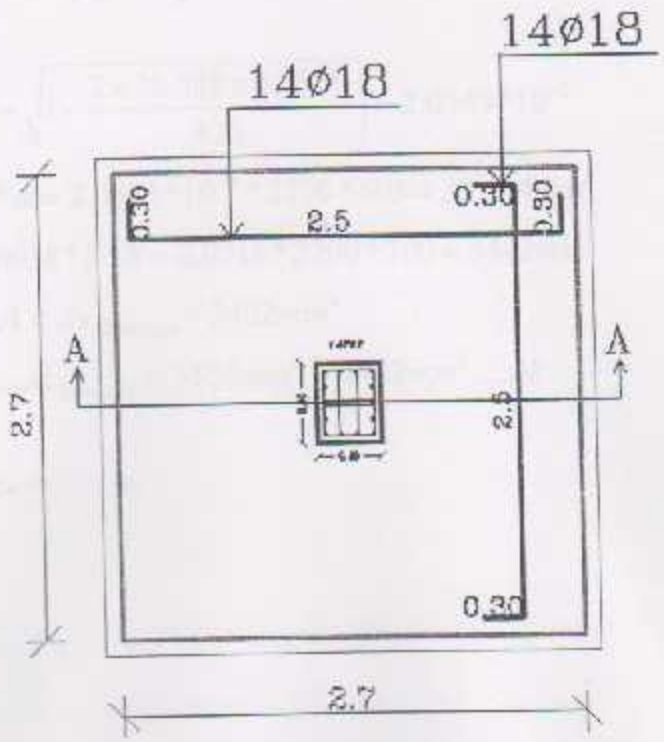


Figure (4-21): Isolated Footing

$$Mu = 432.1*2.7*\frac{1.15^2}{2} = 771.46KN.m$$

Mu =771.46 KN.m for both sides.

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{771.46}{0.9} = 857.2KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{857.2\times10^{-3}}{2.7\times0.605^2} = 0.8366Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.588\times0.8366}{420}}\right) = 2.0345*10^{-3}$$

$$As_{Req.} = \rho*b*d = 2.0345*10^{-3}*2700*605 = 3323.4mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*2700*700 = 3402mm^2$$

$$As_{Req.} = 3323.4 < As_{Shrinkage} = 3402mm^2$$

$$Select\ 14\phi18....As_{Provided} = 3556mm^2 > 3402mm^2 ....ok$$

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$3402 * 420 = 0.85 * 24 * 2700 * a$

$a = 25.9mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.9}{0.85} = 30.5mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{605 - 30.5}{30.5} X0.003$$

$\varepsilon_s = 0.0565 > 0.005$

$\Rightarrow$ OK

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

P_u= 3150 KN

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

$A_1 = 0.4 \times 0.5 = 0.2\ m^2$

$A_2 = 2.7 \times 2.7 = 7.29\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{7.29}{.20}} = 6.03 > 2$$

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

$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.2 \times 2) \times 1000 = 5304KN$

$\Phi Pn = 5304 > Pu = 3150 \ldots\ldots ok$

In column:

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

$\Phi Pn.b = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.20 \times 1000) = 2652KN$

$\Phi P_{n.b}$ = 2652 KN < p_u = 3150 KN

dowels are needed:

and the minimum reinforcement of dowels:

$$As = \frac{(Pu - \phi pn)}{Fyt} = \frac{(3150 - 2652)}{420} = 1.186 m^2$$

Use 4 Φ 22 with As = 1520.4 mm² > As req = 1186 mm².

4.12.7 Development length of flexural reinforcement:

Ld for Φ 18:

$$L_d = \frac{9}{10} \times \frac{fy}{\sqrt{fc'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left(\frac{k_{tr} + c}{db}\right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 18 = 444.5 mm$$

Available length = ((2700-500)\2)-75=1025

= 1025mm > 444.5 mm .....ok

4.12.8 Development length of column reinforcement:

Ld for Φ 22 :

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

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

$\therefore L_d = 472$ mm

Available embedment =700 – 75 – (2 x18) = 589 mm > 472 mm

∴ OK.

4.12.9 Lap splice of column:

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

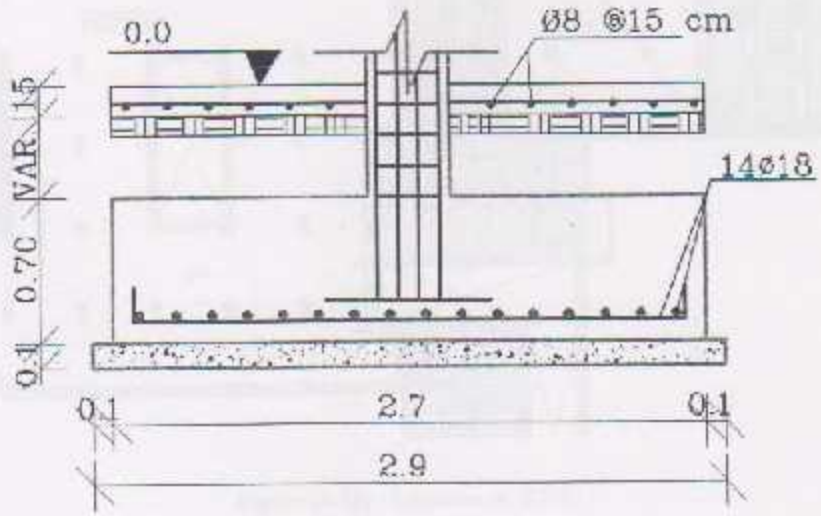


Figure (4-22): Isolated Footing detail

4.13 Design of Shear Wall:

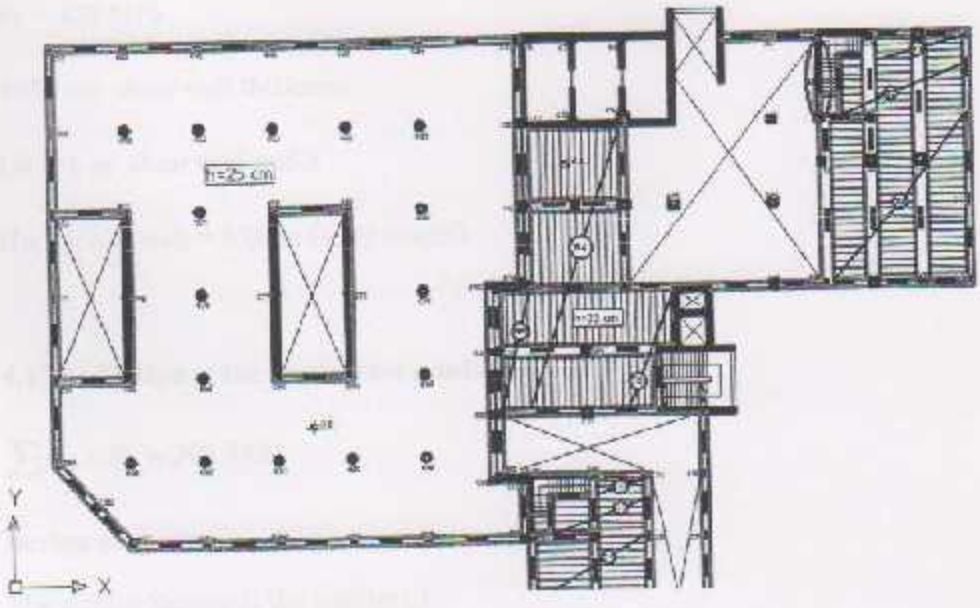


Figure (4-23) : Location of SW01

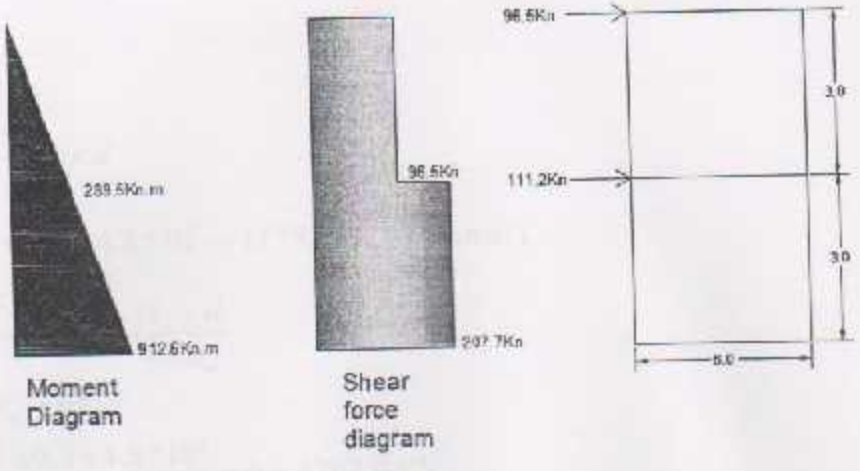


Figure (4-24) : Moment and Shear Diagram for SW01.

Fc = 24 MPa

Fy = 420 MPa

t=30 cm .shear wall thickness

Lw = 6 m .shear wall width

Hw for one wall = 3.00 m (story height)

4.13.1: Design of the Horizontal reinforcement:

$$\sum Fx = Vu = 207.7KN$$

Design of shear

The critical Section is the smaller of :

$$\frac{hw}{2} = \frac{6}{2} = 3m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{6}{2} = 3m....control$$

$$d = 0.8 \times hw = 0.8 \times 6 = 4.8m$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.3 \times 4.8 * 10^3 = 1175.75KN(control)$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{fc'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$Assume\ N_u = 0KN$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.3 \times 4.8 * 10^3}{4} + 0 = 1763.6KN$$

$Vu < 0.5Vc1 = 587.87$

$use \quad \min, Try\phi 12$

$\left(\frac{Avh}{S2}\right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 300 = 0.75mm$

$S2 \le \frac{6}{5} = 6000/5 = 1200mm$

$S2 \le 3 * h = 3 * 300 = 900mm$

$450.....control$

$select \longrightarrow \phi 12 in \quad both \quad side \longrightarrow As = 226.6mm2$

$\frac{226.2}{S2} = 0.75 \Rightarrow S2 = 30cm$

$Select \longrightarrow S2 = 25cm < S\max = 45cm$

$use \longrightarrow \phi 12@25cm(c/c) in`both \quad side$

4 .13.2: Design for Vertical reinforcement:

Determine required vertical reinforcement:

$\frac{\sum h_w}{l_w} = \frac{2\times3}{6} = 1m.$

$\rho_{v,min} > 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{\sum h_w}{l_w}\right)(\rho_t - 0.0025) \ge 0.0025.$

take $\rho_v = 0.0025.$

max spacing is the least of,

- $\frac{l_w}{3} = \frac{6}{3} = 2m$
- 3h = 0.6m.
- 450mm ..... control.

Use $\phi 12@250mm.$

4 .13. 3 Design of bending moment:

Check moment strength based on required vertical reinforcement for shear

The uniformly distributed vertical reinforcement 2 Φ12 / 25cm

$A_{st}=\frac{6000}{250}\times 2\times 113.1 = 5428.8\ mm^2$

$\omega = \left(\frac{Ast}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f'_c} = \left(\frac{5428.8}{6000\times 300}\right)\frac{420}{24} = 0.0527$

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

$\frac{c}{L_w} = \frac{\omega+\alpha}{2\omega+0.85\beta_1} = \frac{0.0527+0.0}{2\times 0.0527+0.85\times 0.85} = 0.063$

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

$=0.9\ [0.5\times 5428.8\times 420\times 6000(1-0.063)]\times 10^{-6} = 3768.4\ \text{KN.m}$

$\phi M_n > M_u = 912.6$

no need for more reinforcement.

الفصل الخامس

5

5-1 المقدمة.

5-2 النتائج.

5-3 التوصيات.

1-1 المقدمة :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور, بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لكلية المهن التطبيقية المقترح بناؤها في جامعة بوليتكنك فلسطين .

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء, ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

5-2 النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار ، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.

4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 400 كن/ م^2 .

5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (One-Way Solid Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج ، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) Sketch up8 : برنامج رسم ثلاثي الأبعاد.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

e) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز اية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومتروس.

5-3 التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

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

2. تلخيص الأستاذ المشرف.

3. Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-05 (and Commentary, USA, 2005.

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