

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع تخرج

التصميم الإنشائي لجمعية خيرية لرعاية المسنين

فريق العمل

هبة عبد الرحمن بدر

ديانا خضر دعنا

إشراف

د. نصر عبوشي

الخليل_ فلسطين

حزيران- 2007

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لجمعية خيرية لرعاية المسنين

فريق العمل

هبة عبد الرحمن بدر

ديانا خضر دعنا

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

توقيع رئيس الدائرة

الاسم : د. نبيل الجولاني.

.....

توقيع مشرف المشروع

الاسم : د. نصر عبوشي

.....

حزيران - 2007

جامعة بوليتكنيك فلسطين



التصميم الإنشائي لجمعية خيرية لرعاية المسنين

فريق العمل

هبة عبد الرحمن بدر

ديانا خضر دعنا

إشراف

د.نصر عبوشي

مشروع تخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية/ تخصص مباني

الخليل_ فلسطين

حزيران - 2007

الإهداء

إلى الأرض التي أحببناها الأرض التي باركها الله إلى مسرى خاتم الأنبياء عليه
الصلوة والسلام فلسطين الحبيبة .

إلى الذين ضحوا بأرواحهم الطاهرة ورووا بدمائهم الزكية هذا الثرى ... إلى من هم الكرم
منا جميعا إلى الشهداء .

إلى والدي و اخوتي الأعبة الذين علموني معنى التضحية والإيثار.

إلى أساتذتي الأفاضل الذين علموني أن الشمعة لا تحترق لتذوب... بل لتنير الدرج الآخريين.

إلى الأصدقاء و الزملاء الذين عشنا معهم أجمل أيام العمر و عرفنا معهم معنى السعادة
والأخوة.

الشكر و التقدير

نحمد الله و نشكره عز و جل الذي وفقنا لإتمام ما قمنا به في هذا المشروع . و من ثم نتقدم بالشكر إلى جامعة بوليتكنيك فلسطين و بالأخص إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية .

كما نتقدم بالشكر إلى كل المدرسين الذين قدموا لنا يد العون و المساعدة و نخص بالذكر الدكتور نصر عبوشي الذي بذل كل ما بوسعه لإنجاز هذا المشروع رغم المعوقات و الظروف القاهرة.

و لا ننسى أن نتقدم بالشكر إلى كل من الأستاذ الياس ادميق و الدكتور ماهر عمرو و الدكتور هيثم عياد و الأستاذ اسماعيل عمرو و الأستاذ موفق أبو زينة على جهودهم الجبارة التي بذلوها في إتمام هذا المشروع.

كما نتقدم بجزيل الشكر لكل من مكتب المجموعة الهندسية الذي زودنا بالمخططات المعمارية للمشروع ، وكذلك للجمعية الأنطوانية التي سهلت لنا زيارة موقع المشروع و زودتنا بالمعلومات اللازمة ، و لا ننسى الشكر لبلدية الخليل وجميع موظفيها على ما قدموه لنا من معلومات لإنجاز هذا المشروع.

مقدمة عامة للمشروع

التصميم الإنشائي لجمعية خيرية لرعاية المسنين

فريق العمل

هبة عبد الرحمن بدر

ديانا خضر دعنا

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2007م

إشراف

الدكتور نصر عبوشي

يهدف هذا المشروع لعمل تصميم إنشائي لمبنى دار رعاية المسنين في منطقة بيت لحم ، وهذا المشروع مكون من طابقين وتسوية و يحتوي على الكثير من الخدمات التي يحتاجها المقيمون في الدار،و قد صمم هذا المبنى بحيث يجمع ما بين الطراز المعماري الحديث و توفير وسائل الراحة والأمان للمقيمين فيه، كما تم مراعاة ذلك من خلال التصميم الإنشائي للمبنى بحيث يتفق مع المخططات المعمارية للمشروع .

الدار عبارة عن مبنى خرساني هيكلي تم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي ، حيث تم العمل على تحليل الأحمال الرأسية و الأفقية ثم توزيعها على العناصر الإنشائية الحاملة حسب تسلسل نقل الأحمال ،و قد تمت مراجعة جميع الخرائط المعمارية لاختيار التصميم الإنشائي الأمثل للمشروع.

General Background

Structural Design Of Charity For Elder Care

Project Team

Heba Bader

Diana Da'na

Palestine Polytechnic University-2007

Supervisor

Dr.Nasr Abboushi

The main aim of the project is to do the Structural Design of Elder Care House in Bethlehem, which has two floors and a basement floor. It contains many events which needed by the House Residents, this House had been designed based on the latest Architectures styles with all the means of comfort and safety.

The House Building is a Reinforced Concrete Structure, which we will be designed according to the ACI-code. In this project the vertical and horizontal loads will be defined and distributed on the Structural elements of the building, and all the architectural maps will be reviewed to coincide with the structural design.

المحتويات

XI	فهرس الرسومات	1
XIII	فهرس الجداول:	1
LIST OF ABBREVIATIONS		XIV
1	الفصل الأول	1
1	المقدمة	1
1	1-1 تمهيد :-	1
2	2-1 مشكلة البحث :-	2
2	3-1 الهدف من المشروع :-	2
2	4-1 أسباب اختيار المشروع:-	2
3	5-1 حدود المشروع:-	3
3	6-1 خطوات المشروع :-	3
3	7-1 محتويات المشروع:-	3
4	8-1 طريقة البحث:	4
5	9-1 الجدول الزمني للمشروع:-	5
6	10-1 الجهة الممولة للمشروع:-	6
6	11-1 ملحقات المشروع:-	6
7	الفصل الثاني	7
7	1-2 المقدمة :-	7
7	2.2 المشروع المقترح :-	7
8	3-2 اختبار موقع المشروع :-	8
8	4-2 موقع المشروع :-	8
10	5-2 وصف المساقط الأفقية :	10
13	6-2 وصف الواجهات :-	13
15	7-2 تحقيق الفعاليات المختلفة :-	15
15	8-2 الخدمات الإضافية :-	15
16	الفصل الثالث	16
16	1.3 مقدمة:	16
16	2.3 الأجزاء الإنشائية للمباني الخرسانية المسلحة	16
17	3.3 هدف التصميم الإنشائي	17
17	4.3 الاختبارات العملية	17
18	5.3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	18
18	6.3 الأحمال	18
18	1.6.3 الأحمال الميتة	18
19	2.6.3 الأحمال الحية	19
20	3.6.3 الأحمال البيئية	20
20	7.3 الأسقف (البلاطات الخرسانية)	20
21	8.3 الجسور	21
22	9.3 الأعمدة	22
22	10.3 الأساسات	22

23.....	11.3 الجدران الحاملة (جدران القص)	23
23.....	12.3 الجدران الإستنادية	23
23.....	13.3 الأدرج	24
24.....	14.3 المصاعد الكهربائية	24
24.....	15.3 برامج الحاسوب المستخدمة	25
CHAPTER FOUR.....		25
DESIGN AND ANALYSIS.....		25
4.1 INTRODUCTION		25
4.2 Loads :-		25
4.2.1 Live Load.....		25
4.2.2 Dead Loads		25
4.3 Topping Design		27
4.4 RIB DESIGN		29
4.4.1 RIB ANALYSIS AND DESIGN.....		30
4.4.3 CHECK THE DEVELOPMENT LENGTH.....		39
4.5 BEAMS DESIGN		42
4.5.1 BEAM ANALYSIS AND DESIGN		42
4.5.2 SHEAR DESIGN		51
4.6 Two-Way solid Slab (Basement Floor)		55
4.7 DESIGN OF COLUMNS:.....		59
4.7.1 COLUMN (C-1) EXTERIOR COLUMN OF THE GROUND FLOOR :		59
4.8 STAIRS DESIGN		64
4.8.1 DEAD LOAD		65
4.8.2 INTERNAL FORCES		67
4.8.3 SHEAR DESIGN		68
4.8.4 BENDING MOMENT DESIGN		68
4.8.5 DEVELOPMENT LENGTH OF BARS		69
4.9 FOOTING DESIGN		71
4.9.1 LOADS		71
4.9.2 DETERMINE DIMENSION OF FOOTING (A,B).....		72
4.9.3 DETERMINE DEPTH OF FOOTING		72
4.9.4 BENDING MOMENT DESIGN		76
4.9.5 DESIGN DOWELS		77
4.10 Retaining wall Design.....		80
4.10.1 LOAD CALCULATION		80
4.10.2 THICKNESS OF RETAINING WALL		81
4.10.3 DETERMINATION OF STEEL AREA		83
4.10.4 DESIGN FOOTING OF RETAINING WALL		84
4.10.4.1 DETERMINATION LENGTH OF FOOTING.....		84
4.10.4.2 Bearing capacity		85
4.11 Design of shear		89
4.11.1 Weight of the building.....		89
4.11.2 Design of Concrete:		91
4.11.3 Design of moment:		93
95.....	الفصل الخامس	95
95.....	1.5 ملخص المشروع:	95
95.....	2.5 الاستنتاجات:	95

96.....	3.5 التوصيات :
REFERENCES	97

فهرس الرسومات

8	شكل (2-1) مدينة بيت لحم / فلسطين	
9	شكل (2-2) الموقع العام للمبنى	
10	شكل (2-3) طابق التسوية للمبنى	
11	شكل (2-4) الطابق الأرضي للمبنى	
12	شكل (2-5) الطابق الأول للمبنى	
12	شكل (2-6) طابق الرووف للمبنى	
13	شكل (2-7) الواجهة الشمالية (الرئيسية) للمبنى	
13	شكل (2-8) الواجهة الجنوبية للمبنى	
14	شكل (2-9) الواجهة الشرقية للمبنى	
14	شكل (2-10) الواجهة الغربية للمبنى	
17	شكل (1.3) المبنى الهيكلي العام وأجزائه الرئيسية	
21	شكل (2.3) مقطع ومسقط لسقف ذي أعصاب في اتجاه واحد	
22	شكل (4.3) مقطع أفقي في العمود	
23	شكل (5.3) مقطع رأسي في الأساس	
24	شكل (6.3) مقطع رأسي في الدرج	
	FIG (4.1): SECTION IN A ONE-WAY RIBBED SLAB	26
	FIG (4.2): TOPPING DETAILS	28
	FIG (4.3) RIB (5)	29
	FIG (4.4) MOMENT DIAGRAM FOR RIB (5)	30
	FIG (4.5) SHEAR DIAGRAM	38
	FIG (4.6) RIB DETAILING	41
	FIG (4.7) SECTION OF DETAILING RIB	41
	FIG (4.8) BEAM (5)	42
	FIG (4.9) MOMENT DIAGRAM FOR BEAM (5)	42
	FIG (4.10) SHEAR DIAGRAM FOR BEAM (5)	51
	FIG (4.11) BEAMS DETAILING	54
	FIG(4.12) :- SOLID SLAB PLAN	55
	FIG(4.13):REINFORCEMENT IN X-DIRECTION @+Z FACE (AREA = CM ² /M)	56
	FIG(4.14):REINFORCEMENT IN X-DIRECTION @- Z FACE (AREA = CM ²)	56
	FIG(4.15):REINFORCEMENT IN Y-DIRECTION @+ Z FACE (AREA = CM ² /M)	57
	FIG(4.16):REINFORCEMENT IN Y-DIRECTION @- Z FACE (AREA = CM ² /M)	57
	FIG(4.17):DETAILS OF SOLID SLAB	58
	FIG(4.18):SECTION A-A	
	FIG (4.19) COLUMN(1)	59
	FIG (4.20): COLUMNS DETAILING	64
	FIG (4.21) STAIR	64
	FIG(4.22):VERTICAL CONTENTS OF STAIRS	65
	FIG(4.23):HORIZONTAL CONTENTS OF STAIRS	65
	FIG(4.24):DETAIL OF LANDING	66
	FIG (4.25) LOAD ON STAIR	67
	FIG(4.26)STAIR PLANE	70
	FIG(4.27)STAIRS DETAILING (SECTION A-A)	70
	FIG(4.28):STAIRS DETAILING (SECTION B-B)	71
	FIG (4.29):TOP SECTION IN FOOTING	72
	FIG(4.30):DETAIL OF FOUNDATION	78
	FIG(4.31):LOAD ON THE RETAINING WALL	81

FIG(4.32):MOMENT DIAGRAM OF THE RETAINING WALL.....	81
FIG(4.33):SHEAR DIAGRAM OF THE RETAINING WALL	81
FIG(4.34):LOAD ON THE RETAINING WALL.....	84
FIG(4.35):BEARING CAPACITY	86
FIG(4.36):SECTION 1-1.....	88
FIG(4.37) SHEAR FORCES ON THE BUILDING:	91

فهرس الجداول:

5	جدول رقم 1: (الجدول الزمني للمشروع)	5
5	جدول رقم 2: (الجدول الزمني الأسبوعي)	5
19	جدول رقم 3 : (يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة)	19
19	جدول رقم 4 : (يبين الأحمال الحية الراسية)	19
	TABLE NUM 5: RIB (5) SUMMARY OF ANALYSIS RESULT AND DESIGN	40
	TABLE NUM 6: COLUMNS TABLES	63
	TABLE NUM 7: FOOTINGS	79
	TABLE NUM 8: MOMENTS OF THE SHEAR	90

List of Abbreviations

- A_c = Area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = Area of nonprestressed tension reinforcement.
- A_g = Gross area of section.
- A_v = Area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = Area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- a = Depth of equivalent rectangular stress block
- b = Width of compression face of member.
- b_w = Web width, or diameter of circular section.
- b_E :Effective flange width
- C = Compression force.
- C_a = Seismic coefficient
- C_v = Seismic coefficient
- C_t = Numerical coefficient
- DL = Dead loads.
- d = Distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = Modulus of elasticity of concrete.
- F_T = Design seismic force
- F_x = That portion of the base shear, consider concentrated at the top of the shear.
- f_y = Specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- f_c' = Specified compressive strength of concrete
- h = Overall thickness of member.
- I = Moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- I = Importance factor.
- K = Wobble friction coefficient.

- L_n = Length of clear span in long direction of two-way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = Live loads.
- L_d = Development length.
- M = Bending moment.
- M_u = Factored moment at section.
- M_n = Nominal moment.
- P_n = Nominal axial load.
- P_u = Factored axial load at given eccentricity
- R = Numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resistin systems.
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- T = Tension force.
- T = Elastic fundamental period of vibration of the structure
- V = The total design lateral force or shear.
- V_c = Nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = Nominal shear stress.
- V_s = Nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = Factored shear force at section.
- W = weight of the building
- W_c = Density of concrete. (Kg/m^3).
- W = Width of beam or rib or foundation.
- W_u = Factored load per unit area.
- Z = Seismic zone
- ϕ = Strength reduction factor.
- ϵ_s = the strain in the longitudinal reinforcement .
- β = Ratio of long side to short side

الفصل الأول

المقدمة

1-1 تمهيد :-

اقتضت الحاجة إلى نشأة الكثير من المؤسسات الخيرية مع تطور المجتمعات الحديثة ؛ وذلك نتيجة تغير الصلات الاجتماعية وتطور العلاقات بين جميع أفراد المجتمع حيث أصبح المجتمع هو المسؤول عن توفير سبل الراحة والحياة الكريمة للكثير من أبناء المجتمع وخاصة كبار السن الذين يحتاجون لرعاية خاصة من الناحية الصحية والنفسية ولا يجدون من يأويهم ، ولهذه الجمعيات الكثير من النشاطات من ضمنها بناء دار لرعاية المسنين ، التي سنقوم بتصميمها إنشائياً.

أصبحت المؤسسات الخيرية جزءاً من المظاهر الحضارية في المجتمع حيث أصبحت حضارة الأمة تقاس بعلاقتها مع كبار السن فيها وما يوفره المجتمع لهم من رعاية وخدمات صحية وترفيهية ، ولذلك يجب العناية بعناصر الجذب والدعاية لهذه المؤسسات والاهتمام بعناصرها الإنشائية و اعطائها طابع معماري مميز خصوصاً في ظل سياسة التوسع العمراني ، لهذا وإيماناً منا بضرورة توفير مثل هذه الخدمات في مجتمعنا الفلسطيني فقد وقع اختيارنا على تصميم دار لرعاية المسنين حيث من المقترح تنفيذ هذا المشروع في مدينة بيت لحم على قطعة ارض تملكها الجمعية الأنطوانية تبلغ مساحتها (2837m²) تقريباً . وهذا المشروع مكون من طابقين وتسوية ويتميز كل طابق بتعدد الخدمات فيه حيث يلبي كافة المتطلبات المعمارية الخاصة في التصميم والتي توفر المساحات اللازمة لمختلف نشاطات واحتياجات المقيمين فيه ويتم التواصل بين الطابقين عن طريق الدرج والمصعد الذي لا غنى عنه في مثل هذه الأبنية حيث يوفر سهولة التنقل بين الطابقين . وقد صمم المشروع معمارياً مكتب المجموعة الهندسية والمعمارية الموجود في مدينة بيت لحم .

2-1 مشكلة البحث :-

يتضمن المشروع التصميم الإنشائي للمبنى ككل وذلك بتوزيع العناصر الإنشائية الأفقية والراسية بحيث لا تتعارض مع التصميم المعماري المقترح ما أمكن ذلك ومن ثم الانتقال إلى تصميم العناصر الإنشائية المختلفة للهيكال الخرساني ويتضمن ذلك تصميم البلاطات الخرسانية المفرغة (ذات الأعصاب) والجسور الرئيسية الحاملة لها والأعمدة والأساسات بما يتلاءم مع تربة التأسيس وتوزيع الأعمدة للنظام الإنشائي المقترح من قبلنا.

3-1 الهدف من المشروع :-

التعرف على طرق التصميم الإنشائي لمختلف العناصر الإنشائية من الخرسانة المسلحة للمبنى موضوع الدراسة مع الأخذ بعين الاعتبار عنصري الاقتصاد والأمان ضمن الإمكانيات التقنية المتوفرة في السوق المحلي وكذلك المحافظة ما أمكن على العنصر الجمالي والمعماري للمبنى وتوفير الجو المريح للمقيمين والمحافظة على عناصر سهولة الحركة وكذلك تحضير وعمل جميع المخططات التنفيذية الإنشائية للمشروع بأكمله بحيث يكون جاهزا للتنفيذ وقت اللزوم .

4-1 أسباب اختيار المشروع:-

1. اكتساب المهارة في تصميم المبنى إنشائيا بما يتضمن حل المشاكل الإنشائية التي قد تواجهنا أثناء التصميم مع الأخذ بعين الاعتبار توفير المتطلبات المعمارية الخاصة بهذا النوع من الأبنية الخدماتية.
2. الازدياد الملحوظ في تنمية المؤسسات والجمعيات الخيرية والحاجة الى توفير المباني اللازمة لها حسب خطط هذه المؤسسات .

5-1 حدود المشروع:-

يقتصر المشروع على إجراء التصميم الإنشائي لمبنى دار رعاية المسنين وبالتالي اختيار النظام الإنشائي للمبنى بحيث يتلاءم ذلك مع التصميم المعماري المقترح لتجنب أي تعديلات معمارية على المشروع ما أمكن ، إلا إذا حصل تعارض يؤثر على التصميم الإنشائي لهذا المبنى ، هذا ويجدر القول هنا أنه كخطة لاستكمال المشروع من جميع النواحي الهندسية يمكن طرح المشروع على دائرة الهندسة الميكانيكية والكهربائية لعمل التصاميم الميكانيكية والكهربائية للمشروع حسب الأصول.

6-1 خطوات المشروع :-

1. دراسة المخططات المعمارية المقترحة للمبنى .
2. تحديد النظام الإنشائي الأفضل من خلال دراسة الآلية الأنسب لتوزيع الأعمدة مع عدم تعارضها مع العناصر المعمارية المختلفة وتجنب التأثير عليها .
3. دراسة تحليلية إنشائية للمبنى بهدف توزيع العناصر الإنشائية وتحديد الأحمال المؤثرة عليها بناء على أسس هندسية.
4. عمل المخططات الإنشائية والتنفيذية للمشروع بحيث تكون قابلة للتنفيذ.

7-1 محتويات المشروع:-

الفصل الأول ويتضمن :-

مقدمة عامة عن المشروع (أهميته وأسباب اختياره) .

الفصل الثاني ويتضمن :-

الوصف المعماري للمشروع ، وإيضاح متطلبات التصميم المعمارية للمبنى.

الفصل الثالث ويتضمن :-

الدراسة الإنشائية للمشروع بما يحتويه من عناصر إنشائية وكذلك تحديد الأحمال المختلفة المؤثرة عليه.

الفصل الرابع ويتضمن :-

التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية من بلاطات و أعصاب وأعمدة وجسور وأساسات وجدران قص وغيرها.

الفصل الخامس ويتضمن :-

إعداد المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية وتسليحها.

الفصل السادس ويتضمن :-

النتائج والتوصيات.

8-1 طريقة البحث:

- تحديد مشكلة البحث: وذلك من خلال ما يحتاجه المجتمع المحلي من أبنية لتلبية احتياجاته العصرية وقد لوحظ أنه لا يولى أي اهتمام بمباني دور المسنين والجمعيات الخيرية المشابهة ولهذا اخترنا أن تكون مشكلة البحث التصميم الإنشائي لدار رعاية المسنين.
- جمع المعلومات : بعد تحديد مشكلة البحث قمنا بجمع المعلومات والمخططات اللازمة للمشروع وكذلك زيارة موقع المشروع لدراسة توجيه المبنى و موقعه.
- تحديد النظام الإنشائي الأفضل لتصميم المشروع بحيث يلائم الأحمال المؤثرة على المبنى .
- توزيع العناصر الإنشائية للمبنى ومقارنتها مع المخططات المعمارية وإجراء التعديلات اللازمة إن وجدت .
- القيام بالتحليل الإنشائي للعناصر على الأحمال المؤثرة .
- التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- رسم التفاصيل الإنشائية والمخططات التنفيذية للمشروع.
- استخدام بعض برامج الحاسوب لتحليل وتصميم العناصر الإنشائية ورسم المخططات اللازمة مثل برنامج (Staad Pro)، وبرنامج (Atir) وبرنامج الرسم الهندسي (Autocad).

1-10 الجهة الممولة للمشروع:-

يعتبر المشروع جزءا من الجمعية الأنطوانية الكاثوليكية البيت لحمية ، وأحد النشاطات المسؤولة عنه ، حيث تموله وتشرف على تنفيذه على جزء من أراضيها الواقعة في محافظة بيت لحم.

1-11 ملحقات المشروع:-

1. التصاميم المعمارية.
2. المخططات الإنشائية.
3. المخططات التنفيذية.

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

1-2 المقدمة :-

تقوم فكرة المشروع على أساس تصميم دار لرعاية المسنين حيث تراعى فيه جميع جوانب الراحة والخدمة للمقيمين فيه سواء فيما يتعلق بتوفير الوقت أو سهولة الوصول للموقع بعيداً عن الاكتظاظ والازدحام الناجم عن أزمة السير وبالتالي توفير الهدوء اللازم لكبار السن، وكذلك توفير الراحة من خلال سلاسة الحركة من وإلى المبنى ، وتوفير مواقف خاصة للسيارات مع الأخذ بعين الاعتبار عناصر الترفيه داخل المبنى سواء فيما يتعلق بالقاعات المتعددة الأغراض والحدائق الخارجية وغير ذلك من الفعاليات المختلفة .

وتهدف أي عملية تصميمية إلى الوصول للتصميم الأمثل من حيث الشكل والمضمون ، في ضوء توفير الاحتياجات الإنسانية المحاطة بالصعوبات والذي يزيد من صعوبة هذه العملية تعدد العوامل المؤثرة عليها وتداخلها ، وبالرغم من هذه العوامل يجب الوصول إلى الشكل المعماري المناسب، والذي يوفر الاحتياجات المطلوبة مع مراعاة تحديد الوقت والجهد والنتائج والناحية المادية وعلاقتها بالأهداف المطلوبة.

2.2 المشروع المقترح :-

وضع تصميم انشائي لدار رعاية المسنين تتسع لأربعة وعشرين شخصاً وتوفر لهم جميع الخدمات و وسائل الراحة المتاحة، حيث اعتمدت الحداثة في التصميم المستخدم في المساقط الأفقية للمبنى المكون من تسوية وطابقين بكافة الخدمات الملحقة به والتي تخدم المقيمين في الدار من جميع النواحي.

3-2 اختيار موقع المشروع :-

تم اختيار موقع البناء بناء على عدة عوامل تتضمنها العملية التصميمية منها توفر المساحة الكافية للمشروع، وسهولة الوصول للموقع، وتوفير الخدمات والمرافق العامة (من شوارع وخطوط الكهرباء والمياه وحركة المواصلات و...الخ)، وتوفر قطعة أرض تملكها الجمعية في مدينة بيت لحم في منطقة هادئة بعيدة عن الضجة والإزعاج.

ومن المعروف جغرافياً أن مدينة بيت لحم تقع بين مدينتي الخليل والقدس عند التقاء دائرة عرض 31.42° شمالاً وخط طول 35.12° شرقاً، وتمتد على هضبتين يصل أعلاها إلى 750م فوق مستوى سطح البحر، وهي جزء من الجبال والهضاب الوسطى في فلسطين التي تنتشر موازية لغور الأردن والبحر الميت. ويوضح الشكل (1-2).) منظر عام لمدينة بيت لحم.

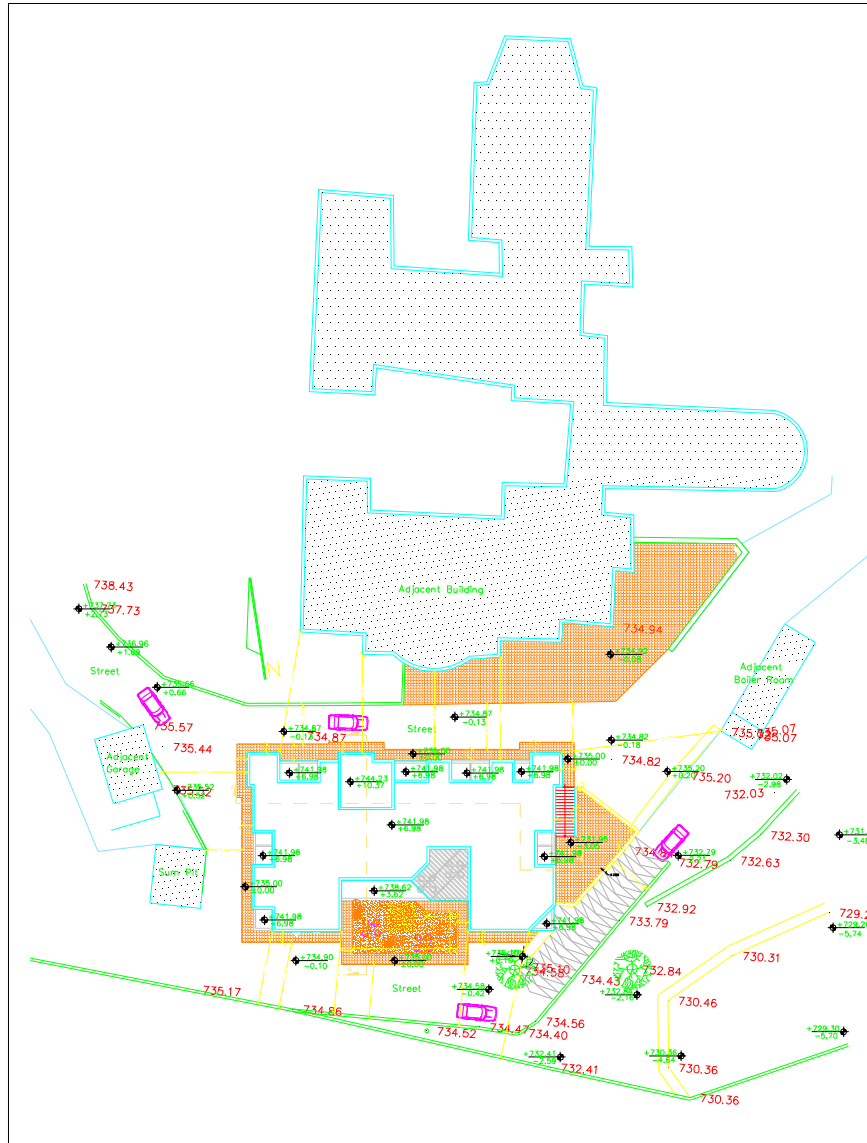


/ ٧ ٨ F ٥ (1-2)

4-2 موقع المشروع :-

سيتم تشييد هذا المبنى على قطعة أرض شكلها يميل إلى الشكل المربع شبه المنتظم بمساحة (708 م²) في مدينة بيت لحم على أراضي الجمعية الأنطوانية، حيث البعد عن الازدحام وهذا يساعد على خلق جو من الهدوء قادر على توفير الراحة والسكون للمسنيين المقيمين فيه، فالمبنى ذو تكوين متكامل يمتزج فيه التطور وتعدد احتياجات المسنيين المطلوبة المختلفة مع توفير مساحات كافية ومعبرة عن الاحتياجات المطلوبة،

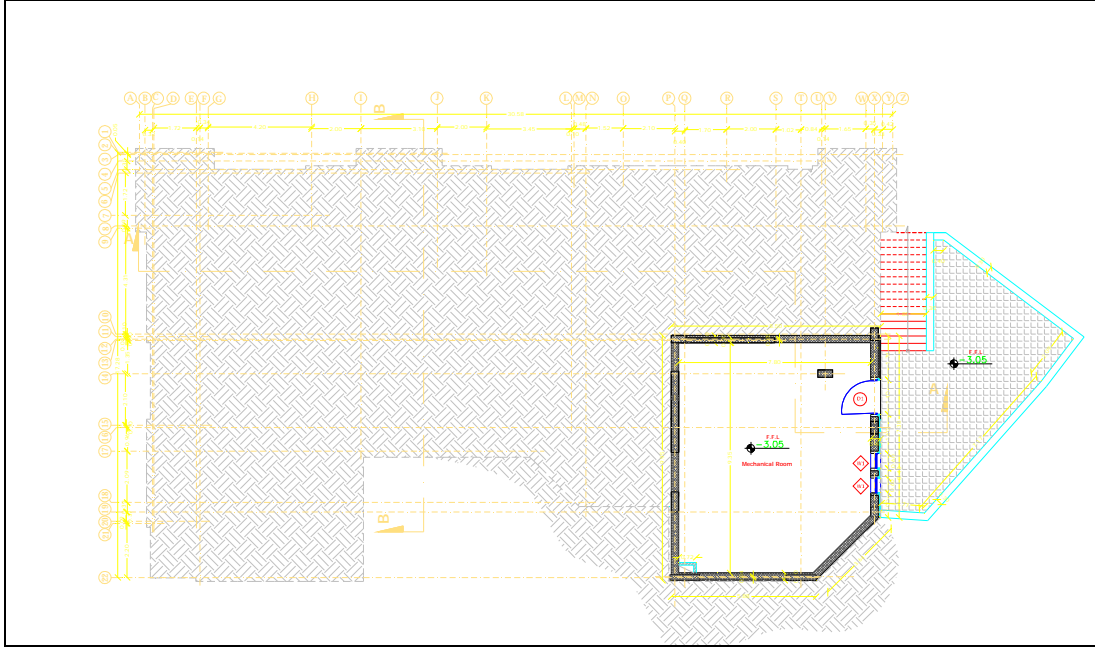
وهناك عدة أمور كونت في مجموعها إطارا للعمل منها دراسة خطة الجمعية و فلسفتها الخدمائية من أجل الخروج بالشكل الأمثل الذي تتلاءم فيه الوظيفة مع الشكل من حيث التوجيه والتهوية الصحية التي يحتاجها المسنون وطرق الاتصال الأفقي والعمودي لأجزاء المبنى من قاعات واسعة متعددة الأغراض وغرف النوم وملحقاتها المختلفة وغيرها من الأجزاء كذلك دراسة النواحي الاقتصادية من أجل التعبير عنها من خلال مبنى ذي شكل معماري جميل وبأسلوب إنشائي مناسب ذي تكلفة معقولة.



• Ū ū ū (2-2)

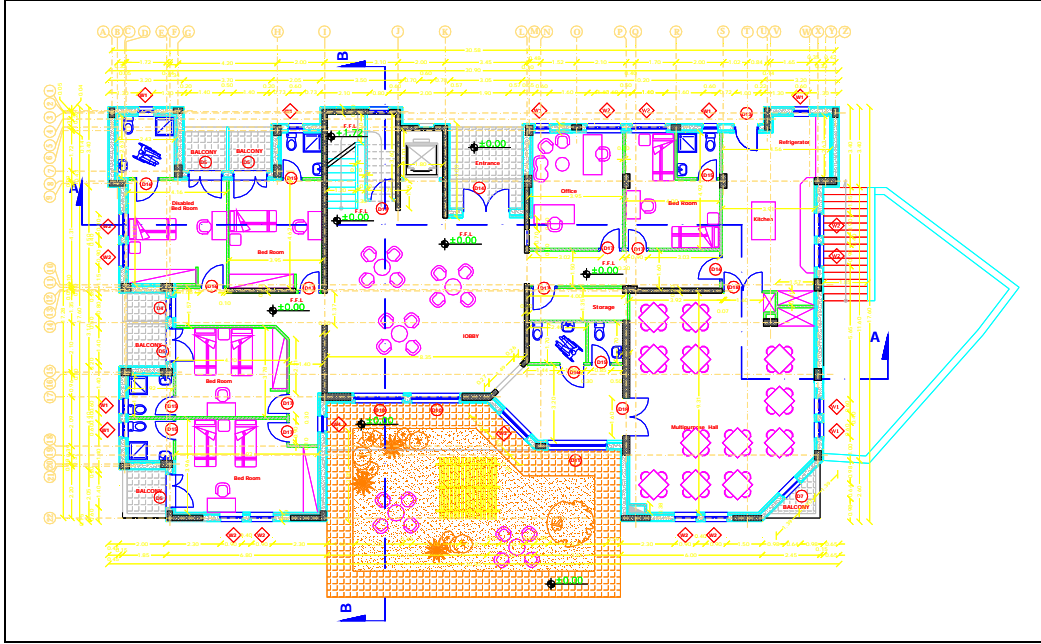
5-2 وصف المساقط الأفقية :

- طابق التسوية :- بمساحة 270.17م² ويحتوي على جميع الأجهزة والمعدات الميكانيكية التي يحتاجها المبنى ويتم الوصول إليه بواسطة درج خارجي من الناحية الشرقية للمبنى.



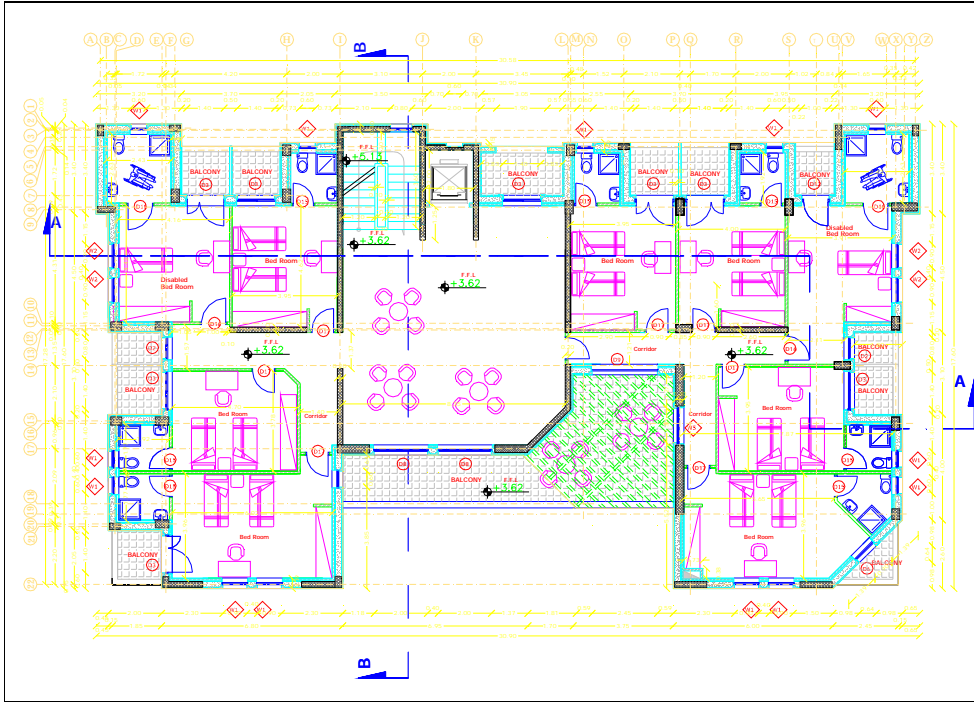
(3-2) $\dot{U} K_{\dot{U}} F$

- الطابق الأرضي :- يحتوي على أربع غرف نوم عادية بالإضافة إلى غرفة نوم لذوي الاحتياجات الخاصة وكل غرفة ملحقة ببلكونة صغيرة و حمام داخلي يحتوي على مغسلة ومرحاض ودش، ويحتوي الطابق كذلك على قاعة متعددة الأغراض وقاعة استقبال متصلة بالمدخل الرئيسي من الجهة الشمالية وكذلك تحتوي من الجهة الجنوبية على بابين زجاجيين مطلين على حديقة المبنى، وتتصل القاعتان بموزعين يوصل أحدهما للمخزن والآخر يوصل لوحدين صحيتين احدهما لذوي الاحتياجات الخاصة. ويحتوي المسقط كذلك على غرفة مكتب، وعلى مطبخ متصل بركن تبريد ويحتوي على باب يوصل لخارج المبنى، وأخيرا يحتوي المسقط على مصعد مجاور لمطلع الدرج يوصلان للمسقط الأول والروف ، وتبلغ مساحة هذا الطابق (2421م²)



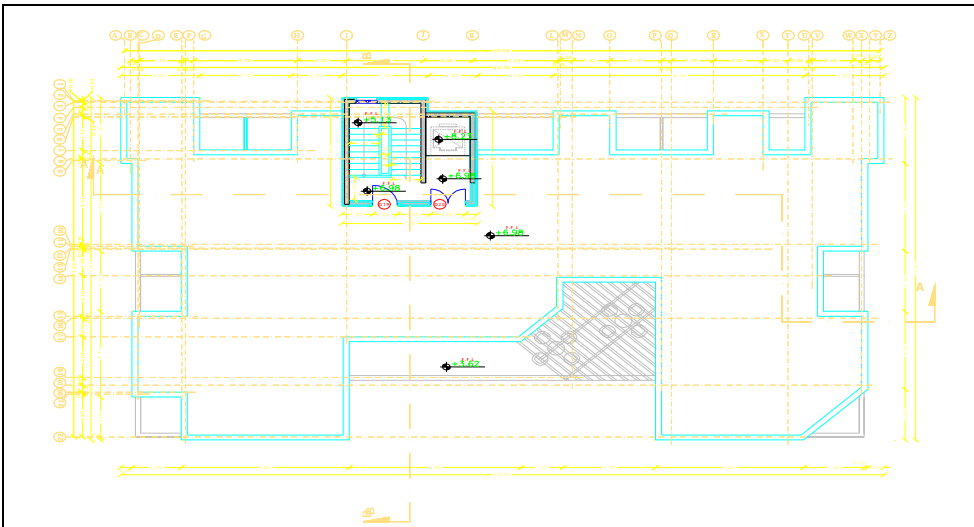
٤-٢) ٤

- الطابق الأول :- يحتوي على سبع غرف نوم تتسع لأربعة عشرة شخصا وكذلك على غرفتي نوم لنوبي الاحتياجات الخاصة تتسع لشخصين وكل غرفة ملحقة ببلكونة صغيرة وبوحدة صحية تحتوي على مرحاض ومغسلة ودش، ويحتوي الطابق كذلك على قاعة متصلة ببلكونة كبيرة من الجهة الجنوبية و ببلكونة صغيرة من الجهة الشمالية وتتصل كذلك بممرين على طرفيها يوصلان لغرف النوم ويتصل بالقاعة من الجهة الشمالية المصعد والدرج الموصولان للرواف والطابق الأرضي ، وتبلغ مساحة هذا الطابق (2389م²).



٥ ٥ (5-2)

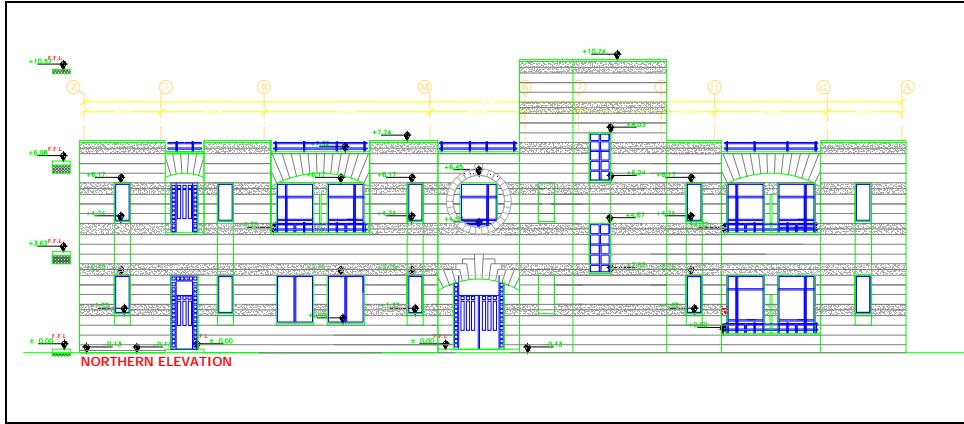
- طابق الروف :- يحتوي على غرفة المصعد ومطلع الدرج بمساحة (23م²)



٦ ٥ (6-2)

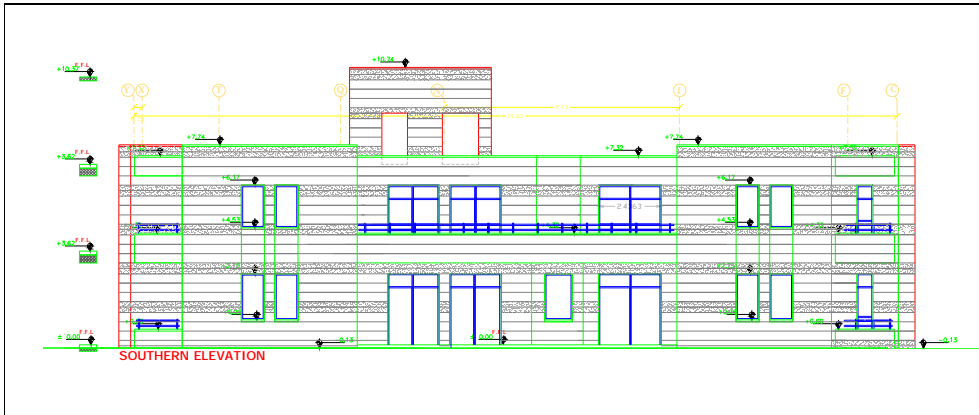
6-2 وصف الواجهات :-

- الواجهة الشمالية (الرئيسية):- تطل على الشارع الفرعي الموصل للمبنى وتحتوي على المدخل الرئيسي للمبنى.



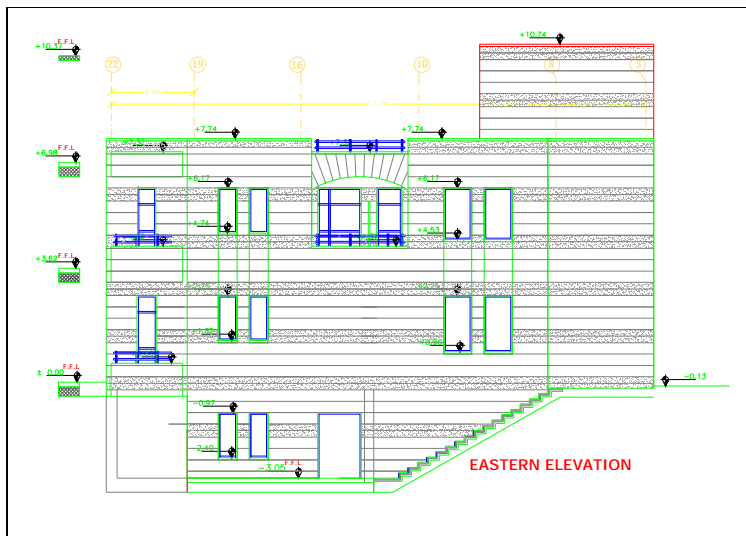
* (F ú ð F Û ùF yù ù (7- 2)

- الواجهة الجنوبية :- تحتوي على مدخل مؤدي لقاعة الاستقبال في الطابق الأرضي ومطلة على حديقة المبنى.



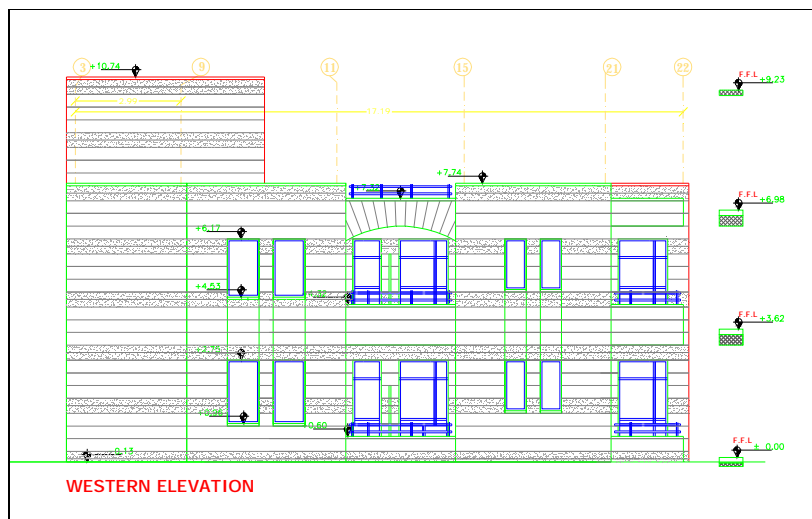
* F ù Y ùF yù ù (8- 2)

- الواجهة الشرقية :- مطلة على ممر للسيارات وتحتوي على مدخل يتصل بدرج خارجي يوصل لطابق التسوية (غرفة الميكانيك).



٢ F ١١F ١٢ (9 - 2)

- الواجهة الغربية :- مطلة على الشارع الفرعي ويوجد أمامها الكراج الخاص بالمبنى.



٢ F ١١F ١٢ (10 - 2)

7-2 تحقيق الفعاليات المختلفة :-

جميع الفعاليات ووسائل الراحة وحرية الحركة تتوفر لجميع المقيمين في الدار بما فيهم ذوي الاحتياجات الخاصة حيث أن جميع احتياجاتهم متوفرة بالإضافة إلى ذلك فان وجود القاعات متعددة الاستعمال والتراسات والبلكنات والحديقة تزيد من الرفاهية المتوفرة للمقيمين ، وكذلك فقد تم مراعاة سهولة الحركة بين الغرف والقاعات لجميع رواد المبنى.

8-2 الخدمات الإضافية :-

● **غرفة البويلر** : تقع في مبنى مجاور للبناء في الناحية الشرقية، حيث تحتوي على جميع الخدمات المتعلقة بتمديدات المياه المتصلة بجميع طوابق المبنى .

● **كراج للسيارات** : يقع في الجهة الغربية للمبنى ويتسع لمركبتين صغيرتين، ويتصل بالشارع الموصل للمبنى.

الفصل الثالث

الدراسات الإنشائية

1.3 مقدمة:

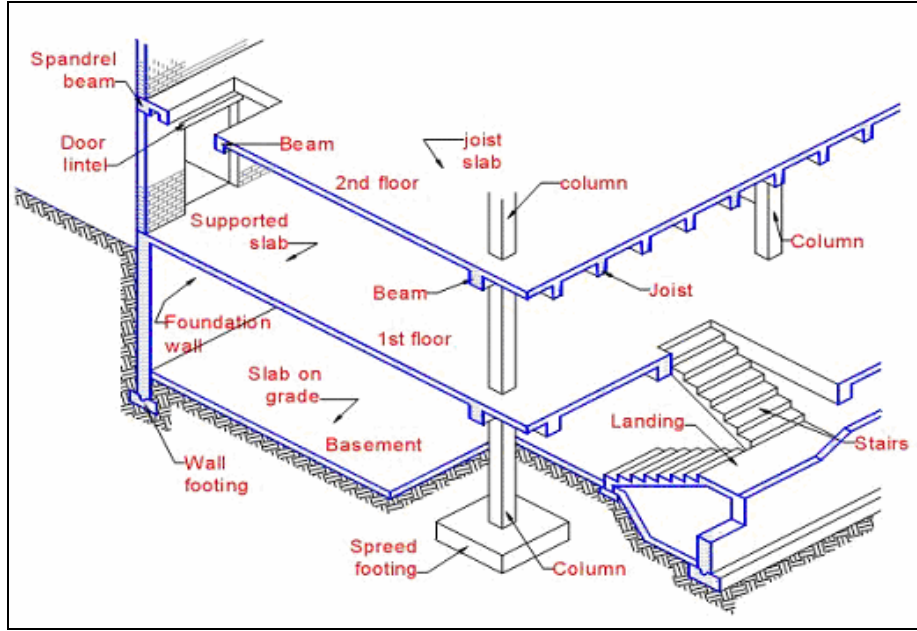
تعتبر عملية التصميم الإنشائي المرحلة التالية بعد الانتهاء من أعمال التصميم المعماري، حيث انه لا بد من تزويد المبنى إنشائيا بنظام إنشائي قادر على الحفاظ على استقرار المبنى وعلى مقاومته للأحمال المؤثرة عليه ومن هنا تتلخص هذه العملية في مرحلتين ، الأولى اختيار النظام الإنشائي المناسب حسب المخططات المعمارية وذلك بتوزيع العناصر الإنشائية له على المخططات مثل الأعمدة وجسور العقدات والأعصاب.... الخ ، والمرحلة الثانية هي التصميم الإنشائي لهذه العناصر تحت الأحمال المنقولة إليها .

2.3 الأجزاء الإنشائية للمباني الخرسانية المسلحة

تتكون المباني الهيكلية من الخرسانة المسلحة من مجموعة أجزاء إنشائية مختلفة والتي تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال المؤثرة على المبنى . فمثلا في الشكل (3.1) :

- أرضية الطابق الأول للمبنى الموضح عبارة عن سقف مصمت (Solid Slab) يرتكز على جسور رئيسية (Beams) تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأعمدة (Columns) حيث تنتقل أحمال الأعمدة إلى الأساسات (في هذا المثال الأساسات عبارة عن قواعد منفصلة (Spread Footings)) .

- أرضية الطابق الثاني للمبنى الموضح عبارة عن سقف خرساني ذو أعصاب (Joist Slab). حيث يتم نقل الأحمال المؤثرة من البلاط الخرسانية (Topping) إلى الأعصاب ومنها إلى الجسور الرئيسية (Beams) حيث تقوم الأخيرة بنقل هذه الأحمال إلى الأعمدة ثم إلى الأساسات ومنها إلى تربة التأسيس.



F ú ũ öŵ ħ Ũ ũ ũ * ũ(1.3)

3.3 هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي إلى إيجاد نظام إنشائي متكامل بعناصر إنشائية قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها والاجهادات الناتجة عنها.

ولابد للتصميم الإنشائي أن يكون اقتصادياً وأمناً وان يراعى عند التصميم استخدام المواد البنائية المتوفرة محلياً وكذلك مراعاة إمكانيات وقدرات المفاولين الفنية والتقنية والمادية الخاصة بطرق تنفيذ المبنى وعناصره الإنشائية.

4.3 الاختبارات العملية

إن طبيعة مشروعنا لا تتطلب عمل الكثير من الاختبارات والفحوصات باستثناء فحص واحد وهو فحص تربة التأسيس لمعرفة قوة تحمل التربة ، وقد تم تزويدنا بنتائج فحص التربة للموقع من المكتب الذي زدونا

بالمخططات المعمارية (مكتب المجموعة الهندسية)، وكانت النتيجة أن تربة التأسيس صخري وقوة تحملها (4) كغم/سم².

5.3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

تعتبر الدراسة النظرية جزءاً رئيسياً ومهماً يجب القيام به للقيام بعملية التحليل والتصميم، حيث انه من خلالها يمكن الوصول إلى افضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والأمن وطريقة العمل المناسبة.

6.3 الأحمال

لابد للعناصر الإنشائية التي يراد تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشأة بل على العكس يتم تصميم هذه العناصر بحيث يوفر لها معامل أمان كاف حسب المواصفات ومتطلبات الكود المستخدم ومن هذه الأحمال:
الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.
لذلك تجب الدقة المتناهية في حسابات الأحمال، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلباً على التصميم الإنشائي .

1.6.3 الأحمال الميتة

هي أحمال تؤثر بشكل رأسي، تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتشكل من أوزان العناصر الإنشائية، فهي أحمال تلامس المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والمكان (الجسور والعقدات والأعمدة)، ووزن التشطيبات واللوازم المستحدثة في المبنى (البلاط والقضبان).
وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

: (يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة)3 جدول رقم

الكثافة المستخدمة (kg/m ³)	المادة المستخدمة	الرقم المتسلسل
2300	المونة والبلاط	1
1700	الطعم (رمل)	2
2400	الخرسانة	3
900	الطوب	4
2200	القضارة	5

2.6.3 الأحمال الحية

هي تلك الأحمال التي تؤثر بشكل رأسي، والتي توضع بشكل مؤقت ويمكن تحريكها من مكان لآخر في المنشأة، ويمكن تقسيمها إلى قسمين من حيث طبيعة تأثيرها :-
 - أحمال حية طويلة الأمد مثل الأجهزة والمعدات والأثاث .
 - أحمال حية قصيرة الأمد مثل وزن الأشخاص...الخ .
 هذه الأحمال تم تقديرها حسب نوع المنشأة وتم وضعها في جداول خاصة حسب الكود الإسرائيلي ، منها:-

: يبين الأحمال الحية الراسية جدول رقم 4

الحمل الحي (kg/m ²)	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
200	المبنى السكني	1
300	المدارس	2
500	الأدراج	3
200	السقوف	4
300	كفتيريا	5
200	المكاتب	6

3.6.3 الأحمال البيئية

وهي الأحمال التي تؤثر على المبنى وتعتمد قوة ودرجة تأثيرها حسب المنطقة الجغرافية التي يقع فيها المبنى ومن هذه الأحمال :

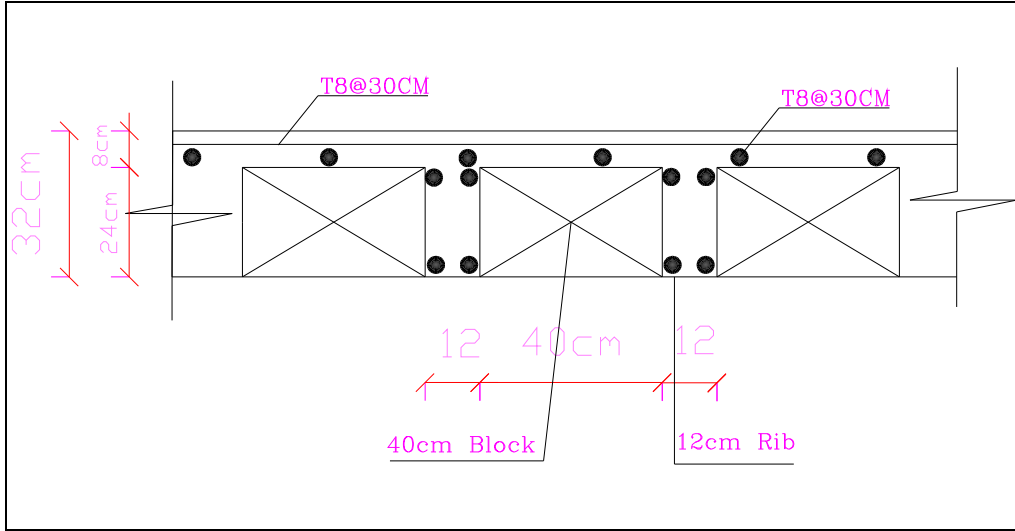
1- الرياح: وهي من الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى بشكل أفقي ، كما أنها حمل متغير يمكن تحديده بالرجوع إلى الكود الخاص بأحمال الرياح وتوزيع المناطق الجغرافية بالاعتماد على سرعة الرياح فيها، ويعبر عنها بضغط الرياح على واجهات المبنى أو بسرعة الرياح وتؤخذ لمنطقة بيت لحم حسب الكود (100 km/hour).
كما أن قيمة الضغط الجانبي من الرياح على المبنى تعتمد على عدة عوامل منها شكل المبنى وارتفاع الطوابق ، وبما أن ارتفاع المبنى المخصص لرعاية المسنين لا يتجاوز الـ 10 m فيمكن حسب الكود إهمال أحمال قوة الرياح المؤثرة عليه.

2- الثلوج وهي أيضاً حمل بيئي يمكن معرفته بالاعتماد على الكود الخاص فيها وقيمتها (75Kg/m^2) على سطح المبنى، حيث أن تأثير هذا النوع من الأحمال لا يكون إلا على السطح

3- الزلازل، وهو حمل يؤثر بشكل أفقي ورأسي يتولد عنه عزوم إضافية في العناصر الإنشائية منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، لذلك يجب الالتزام بمعايير تصميم وتنفيذ المباني لتقليل الخطورة على المبنى عند تعرضه للزلازل، والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص الناتجة عنها بالاعتماد على منطقة التأثير الزلزالي حسب الخرائط الخاصة بالمنطقة.

7.3 الأسقف (البلاطات الخرسانية)

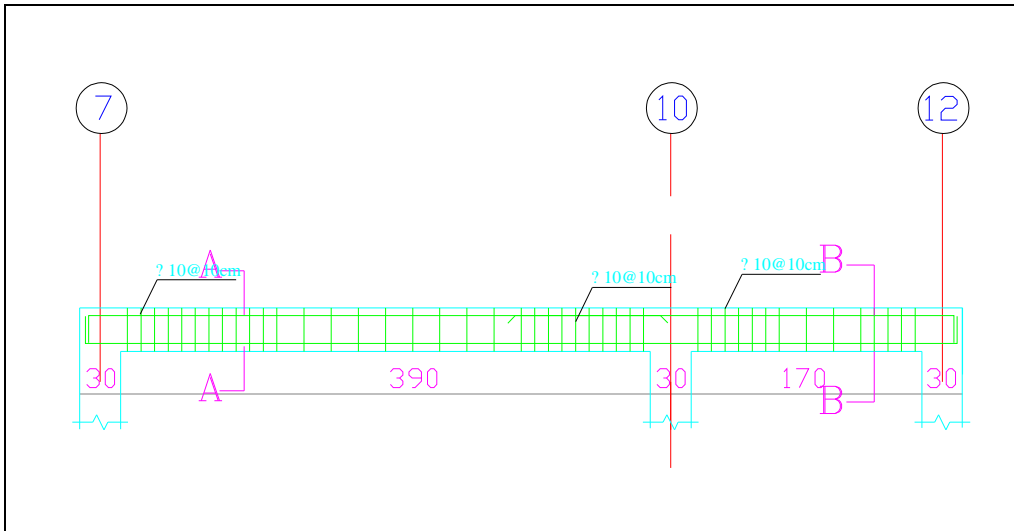
توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستخدام من الأسقف وقد تم اختيار الأسقف الأكثر انتشاراً في بلادنا وهي الأسقف ذات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد (One-way ribbed slab)، والتي هي عبارة عن صفوف مرصوفة من الطوب المفرغ يترك بين كل صفين متجاورين مسافة يتم تسليحها ثم ملؤها لاحقاً بالخرسانة لتكون ما يسمى بالعصب ، والذي هو عبارة عن جسور ثانوية عمقها مساو لسمك العقدة وعرضها و المسافة بين صفين متجاورين من الطوب المفرغ.



شکل (2.3) مقطع رأسی منقح

8.3 الجسور

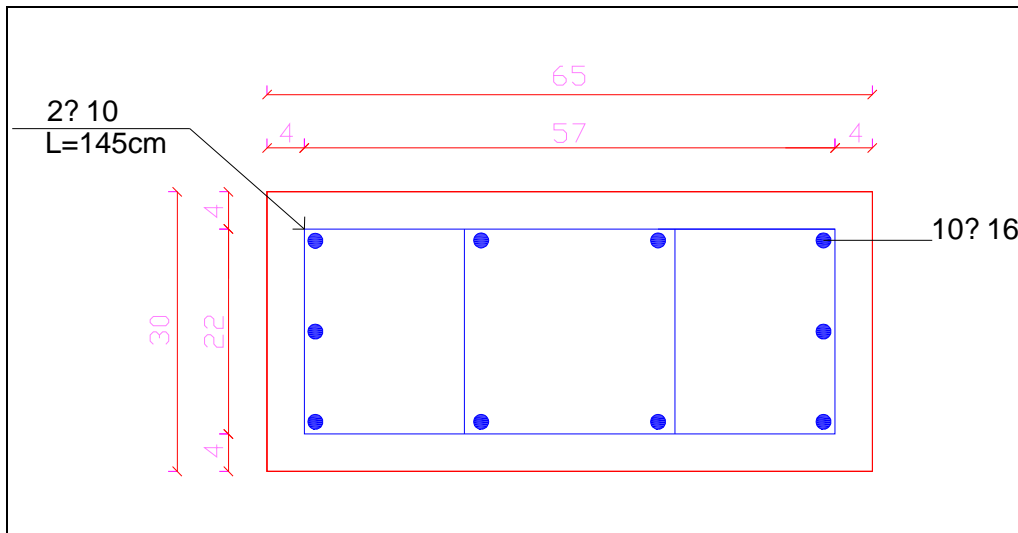
تکمن أهمية الجسور في نقل الأحمال الواقعة عليها من الأعصاب ونقلها على الأعمدة ومن ثم إلى الأساسات ومنها إلى التربة، ومن معرفة مقدار هذه الأحمال والفضاءات المتوفرة بين الأعمدة فإنه يتم اختيار الجسور المناسبة لها .



شکل (3.3) مقطع رأسی في الجسر

9.3 الأعمدة

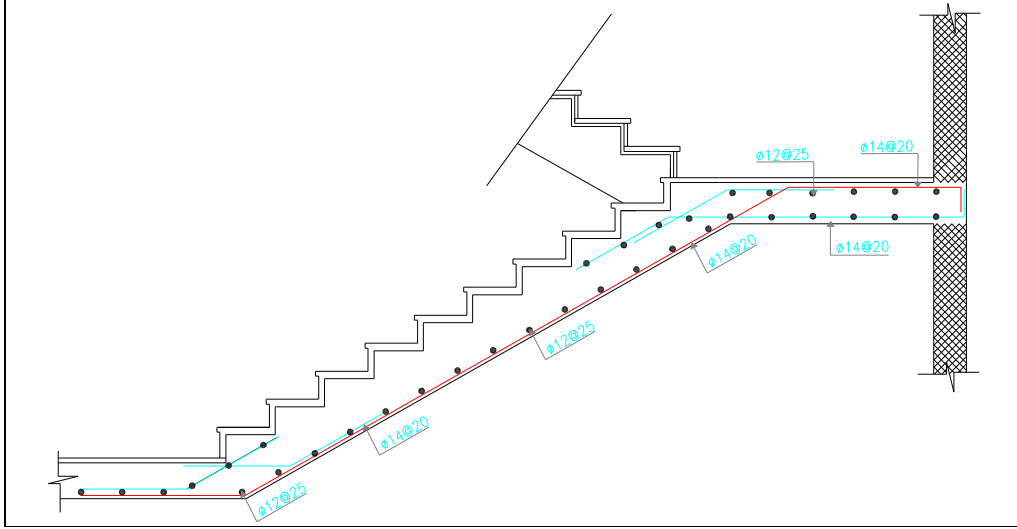
هي تلك العناصر التي يقوم عليها البناء، فوجودها يعني وجود البناء وقوتها تعني استقرار المبنى وثباته، فعن طريقها يتم نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات والتربة، لذلك يراعى في تصميمها أن تكون ذات قدرة كافية على حمل الأحمال الواقعة عليها ونقلها إلى الأساسات لتقوم بدورها بتوزيعها على تربة التأسيس بما يتناسب مع قوة تحمل التربة.



ا ٤ ٤ (4.3)

10.3 الأساسات

الأساسات هي العنصر الأهم في أي منشأة، وهذا يتطلب إعطاؤها أهمية خاصة فبالاعتماد على قوة تحمل التربة يمكن تحديد نوع الأساس الذي يمكن استخدامه بناءً على الأحمال المنقولة إلى مستوى التأسيس.



$$\eta \alpha \ddot{i} \quad \ddot{i} \quad (6.3)$$

14.3 المصاعد الكهربائية

وهي من عناصر الإتصال الشاقولي، حيث توضع في تصميم المباني بشكل عام عندما يزيد ارتفاعها عن ثلاثة طوابق أو أربعة، أو حسب وظيفة المبنى كما في مشروعنا هذا حيث أن وظيفة المبنى كدار لرعاية المسنين وذوي الاحتياجات الخاصة تفرض وجود مصعد يربط ما بين الطوابق يوفر الراحة والسهولة أثناء حركة المقيمين في الدار .

15.3 برامج الحاسوب المستخدمة

سيتم استخدام البرامج المختلفة من حيث طباعة المشروع واخرجه في الصورة النهائية و استخدام برامج الرسم الهندسي مثل (AUTOCAD 2004) لعمل المخططات الانشائية ومختلف المقاطع لجميع العناصر الانشائية المصممة وكذلك برامج التحليل والتصميم الانشائي المختلفة مثل :-

- STAAD pro: لتحليل العناصر الانشائية المختلفة .
- PROKON: لتصميم الجسور والأعمدة .
- ATIR: برنامج إنشائي لتحليل وتصميم مختلف العناصر الانشائية

Chapter four

Design and Analysis

4.1 Introduction

This chapter describes the structural analysis and design of some structural elements such as : topping , ribs , beams , columns , stairs , foundations and shear walls.

4.2 Loads :-

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

4.2.1 Live Load

The values of the live loads used are specified in Table (3.1), which is obtained from the prevailing load code.

4.2.2 Dead Loads

The dead load is that load resulting from the weight of the structure and its permanent members, and the weight of fixed members in the building.

One-Way Ribbed Slab (R5, First and Second Floors)

Limitation of deflection according to ACI Code :-

$L_n/18.5$ for one end continuous.

$L_n/21$ for both end continuous.

For rib (5) :-

$L_n/18.5 = 275/18.5 = 14.9$ cm.

$L_n/21 = 479/21 = 22.8$ cm

Use $h = 32$ cm (block = 24 cm & topping = 8 cm)

Note (In the first we use $h = 25$ cm but we return to crease the depth to $h=32$ cm to satisfied the strength of beam section as shown below)

Effective Flange Width (b_E) according to ACI Code :

b_E for T-section is the smallest of the following:

$b_E = L/4 = 489/4 = 122.25$ cm

$b_E = b_w + 16t = 12 + (16 \times 8) = 140$ cm

$b_E = C/C = 52$ cm ... Control

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

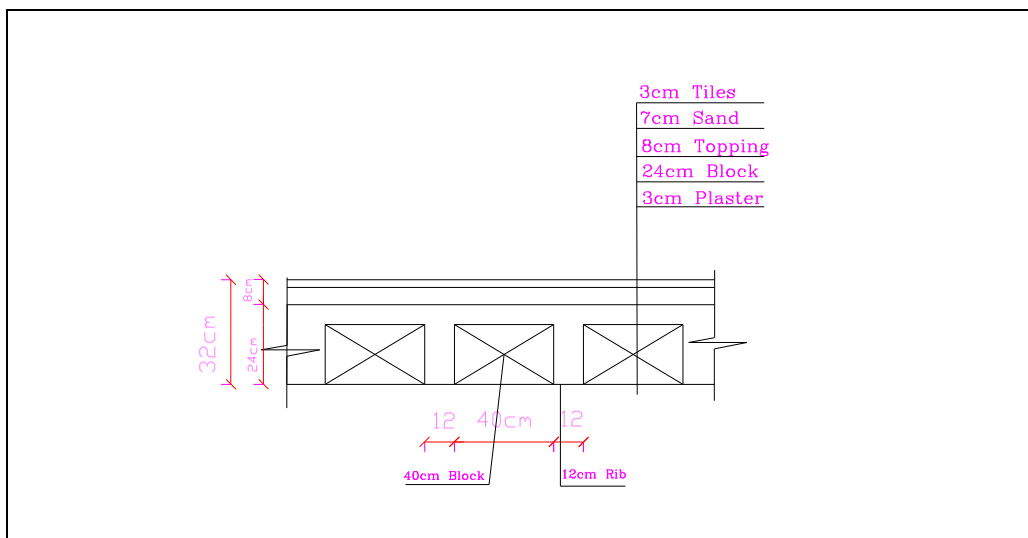


Fig (4.1): Section in a One-Way Ribbed Slab

$$\text{Tiles} = 0.03 \times 0.52 \times 2.3 = 0.036 \text{ t/m}$$

$$\text{Sand} = 0.07 \times 0.52 \times 1.7 = 0.062 \text{ t/m}$$

$$\text{Topping} = 0.08 \times 0.52 \times 2.40 = 0.099 \text{ t/m}$$

$$\text{Block} = 0.24 \times 0.4 \times 0.9 = 0.0864 \text{ t/m}$$

$$\text{Plaster} = 0.03 \times 0.52 \times 2.2 = 0.034 \text{ t/m}$$

$$\text{Rib} = 0.12 \times 0.24 \times 2.40 = 0.0691 \text{ t/m}$$

$$\text{Partitions} = 0.125 \times 0.52 = 0.065 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Total Dead Load} &= 0.036 + 0.062 + 0.099 + 0.0864 + 0.034 + 0.0691 + 0.065 \\ &= 0.45 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$LL = 0.25 \text{ t/m}^2 * 0.52 \text{ m} = 0.13 \text{ t/m}$$

Taking in consideration the usage privacy of the elder care building ; the value of the live loads were taken as an average between the values of schools and houses , so the value 250 kg/m^2 has used as a live load .

4.3 Topping Design

Dead load for one rib = $b \times h \times D$, (D = density of the concrete)

$$= 0.12 \times 0.24 \times 2.4$$

$$= 0.069 \text{ t/m}$$

Dead load = total dead load – dead load of one rib

$$D.L = \frac{0.45}{0.52} - \frac{0.069}{0.52} = 0.73 \text{ t/m}^2$$

$$Wu = (1.2 \times 0.73) + (1.6 \times 0.25) = 1.3 \text{ t/m}^2$$

For a one meter strip $Wu = 1.3 \text{ t/m}$

$$Mu = \frac{Wu.L^2}{12} = \frac{1.3 \times 0.4^2}{12} = 0.017 \text{ t.m}$$

$$fr = 0.7 \sqrt{fc'} = 0.7 \times \sqrt{30} = 3.83 \text{ MPa} = 38.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = \frac{b.h^2}{6} = \frac{100 \times 8^2}{6} = 1066.7 \text{ cm}^3$$

$$Mn = .85 \times f_c' \times S$$

$$Mn = .85 \times 30 \times 1066.6$$

$$Mn = 27198.3 \text{ Kg.cm} = 0.272 \text{ t.m}$$

$$\phi Mn = 0.55 \times 0.272 = 0.15 \text{ t.m}$$

Note: $\phi = 0.55$ The reduction factor for un reinforced plain structural concrete.

$$\phi Mn = 0.15 \text{ t.m} > 0.017 \text{ t.m}$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

According to ACI-Code (7.12.2.1):-

$$\rho = 0.0018 \text{ (according to ACI Code)}$$

$$As = \rho . b . h = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m}$$

$$\text{Use } 3 \Phi 8 \text{ , } As_{req.} = 1.51 \text{ cm}^2$$

In this rib the slab thickness = 24cm and topping = 8cm

$$\text{Five times the slab thickness} = 5 * 24 = 120 \text{ cm}$$

In this rib we use the space between shrinkage bars is to be 30 cm

use $\Phi 8 @ 30 \text{ cm}$

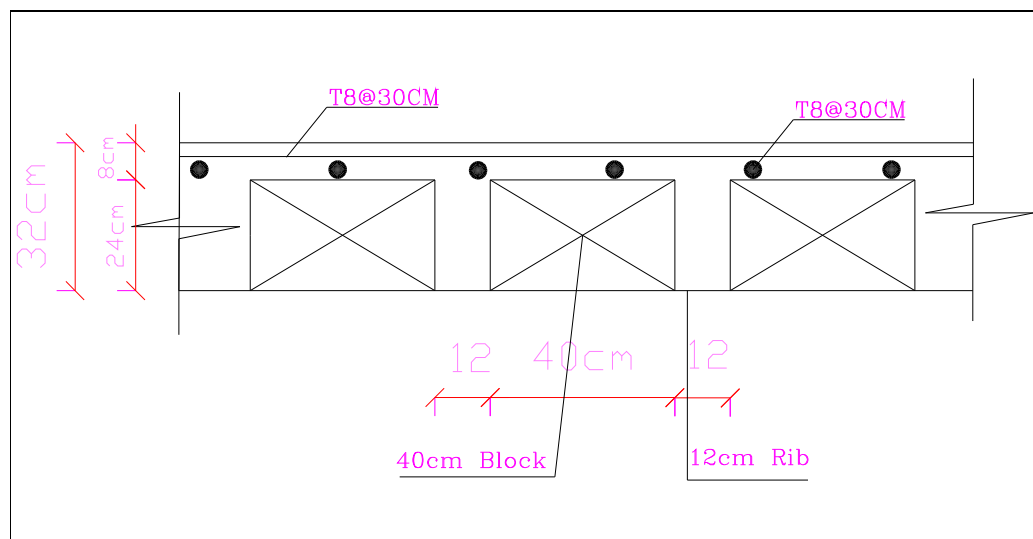


Fig (4.2): Toppings Details

4.4 Rib Design

Design Rib (5)

The following plan shows the location of the rib being considered for analysis and design, then the detailed analysis and design are presented.

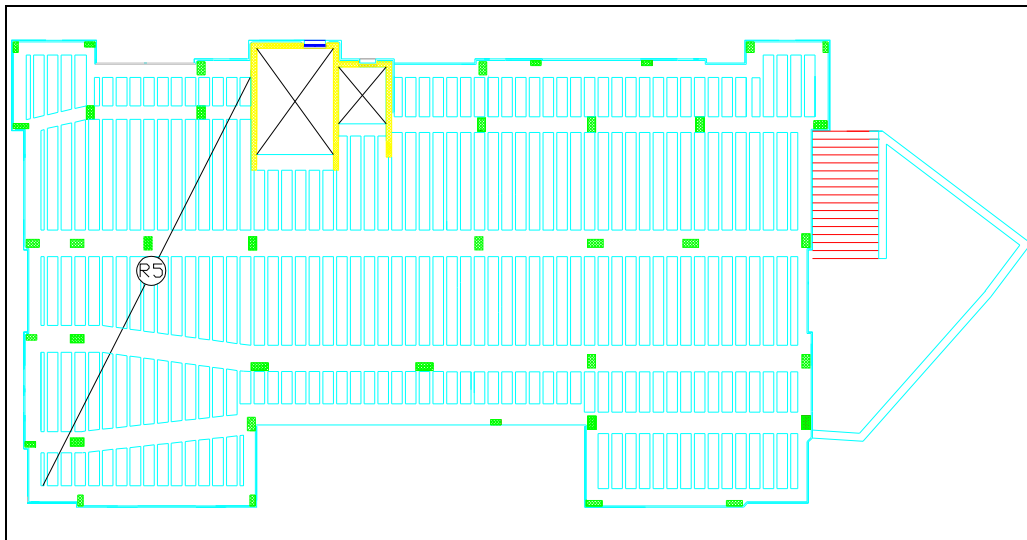


Fig (4.3) Rib (5)

Dead load= 0.45 t/m

Live load= 0.13 t/m

$f_y = 240 \text{ MPa}$

$f_c' = 30 \text{ MPa}$

4.4.1 Rib Analysis and Design

Moments: spans 1 to 5

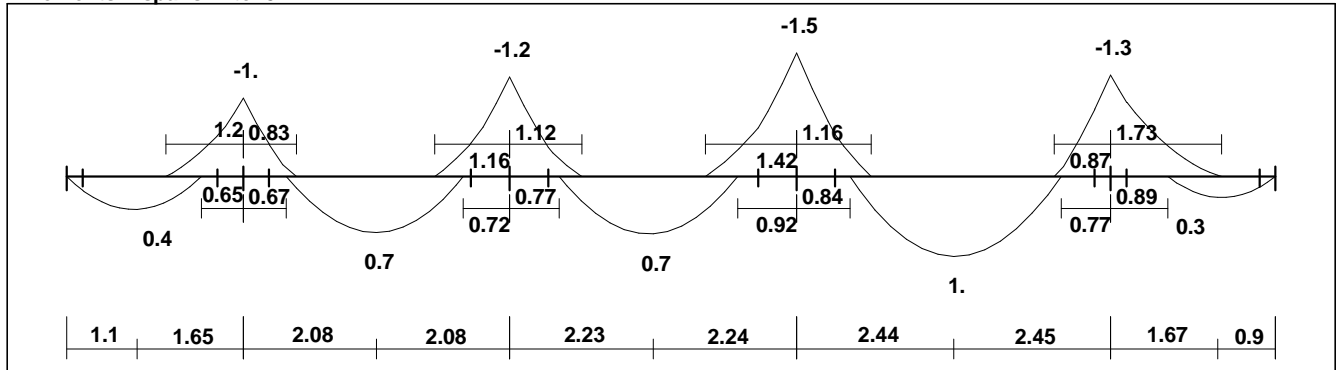


Fig (4.4) Moment diagram for rib (5)

1. Design Positive moment

Design span (AB):

From moment Diagram for R5 we find $M_u = 0.4t.m$

$$M_u(+) = 0.4 \text{ t.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{j} = \frac{0.4}{0.9} = 0.44t.m$$

Design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 12 * 28 \geq \frac{1.4}{420} * 12 * 28$$

$$= 1.09 > 1.12$$

$$A_{s_{\min}} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 30} = 16.5$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.44t.m \times 10^5}{52cm \times 28^2} = 1.1kg/cm^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 1.1}{4200}} \right) = 0.00026$$

$$As_{required} = 0.00026 \times 52 \times 28 = 0.38 \text{ cm}^2 < 1.12 \text{ cm}^2$$

$$As_{required} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Use **2Φ10** $As = 1.57 \text{ cm}^2$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 1.57 = 0.85 \times 30 \times 52 \times a$$

$$a = 0.49 \text{ cm}$$

$$x = 0.49/0.85 = 0.57$$

$$\varepsilon_s / (280 - 5.7) = 0.003/5.7$$

$$\varepsilon_s = 0.14 > 0.004 \text{ (OK)}$$

Design span (BC):

From moment diagram we find that

$$Mu(+) = 0.70 \text{ t.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{j} = \frac{0.70}{0.9} = 0.78 \text{ t.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.78t.m \times 10^5}{52cm \times 28^2} = 1.9kg/cm^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 1.9}{4200}} \right) = 0.00045$$

$$As_{required} = 0.00045 \times 52 \times 28 = 0.66 \text{ cm}^2 < 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{required}} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 2\Phi 10 \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 1.57 = 0.85 \times 30 \times 52 \times a$$

$$a = 0.49 \text{ cm}$$

$$x = 0.49 / 0.85 = 0.57$$

$$\varepsilon_s / (280 - 5.7) = 0.003 / 5.7$$

$$\varepsilon_s = 0.14 > 0.004 \text{ (OK)}$$

Design span (CD):

From moment diagram we find that:

$$M_n = \frac{Mu}{j} = \frac{0.70}{0.9} = 0.78 \text{ t.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{0.78 \text{ t.m} \times 10^5}{52 \text{ cm} \times 28^2} = 1.9 \text{ kg / cm}^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 1.9}{4200}} \right) = 0.00045$$

$$A_{s_{required}} = 0.00045 \times 52 \times 28 = 0.66 \text{ cm}^2 < 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{required}} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 2\Phi 10 \quad A_s = 1.57 \text{ cm}^2$$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 1.57 = 0.85 \times 30 \times 52 \times a$$

$$a = 0.49 \text{ cm}$$

$$x = 0.49/0.85 = 0.57$$

$$\varepsilon^s / (280 - 5.7) = 0.003/5.7$$

$$\varepsilon^s = 0.14 > 0.004 \text{ (OK)}$$

Design span (DE):

From moment diagram we find that:

$$Mu(+) = 1.00 \text{ t.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{j} = \frac{1.00}{0.9} = 1.11 \text{ t.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.11 \text{ t.m} \times 10^5}{52 \text{ cm} \times 28^2} = 2.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 2.70}{4200}} \right) = 0.00065$$

$$As_{required} = 0.00065 \times 52 \times 28 = 0.95 \text{ cm}^2 < 1.12 \text{ cm}^2$$

$$As_{required} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Use **2Φ10** $As = 1.57 \text{ cm}^2$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 1.57 = 0.85 \times 30 \times 52 \times a$$

$$a = 0.49 \text{ cm}$$

$$x = 0.49/0.85 = 0.57$$

$$\varepsilon^s / (280 - 5.7) = 0.003/5.7$$

$$\varepsilon^s = 0.14 > 0.004 \text{ (OK)}$$

Design span (EF):

From moment diagram we find that:

$$Mu(+) = 0.3t.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{j} = \frac{0.3}{0.9} = 0.33t.m$$

Design as a rectangular with $b_E = 52$ cm

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.33t.m \times 10^5}{52cm \times 28^2} = 0.81kg/cm^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 0.81}{4200}} \right) = 0.00019$$

$$As_{required} = 0.00019 \times 52 \times 28 = 0.28 \text{ cm}^2 < 1.12 \text{ cm}^2$$

$$As_{required} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Use **2Φ10** $As = 1.57 \text{ cm}^2$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 1.57 = 0.85 \times 30 \times 52 \times a$$

$$a = 0.49 \text{ cm}$$

$$x = 0.49 / 0.85 = 0.57$$

$$\epsilon^s / (280 - 5.7) = 0.003 / 5.7$$

$$\epsilon^s = 0.14 > 0.004 \text{ (OK)}$$

2. Design Negative moment:

Above support B:

From moment diagram we find that $Mu(-) = 1.00$ t.m

Design of negative moment as a rectangular section with ($b = b_w$).

The minimum reinforcement is determined according to ACI as follows:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25\sqrt{f_c'}}{f_y} b_w \cdot d \leq \frac{1.4}{f_y} b_f \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25\sqrt{30}}{420} \times 12 \times 28 \leq \frac{1.4}{420} \times 52 \times 28$$

$$A_{s_{\min}} = 1.1 \leq 4.8$$

$$A_{s_{\min}} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$$M_n = \frac{Mu}{j} = \frac{1.00}{0.9} = 1.11 \text{ t.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{1.11 \text{ t.m} \times 10^5}{12 \text{ cm} \times 28^2} = 11.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 11.8}{4200}} \right) = 0.0029$$

$$A_{s_{\text{required}}} = 0.0029 \times 12 \times 28 = 0.97 \text{ cm}^2 < 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{required}}} = 1.1 \text{ cm}^2$$

Use 2Φ12 $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 2.26 = 0.85 \times 30 \times 52 \times a$$

$$a = 0.72 \text{ cm}$$

$$x = 0.72 / 0.85 = 0.84$$

$$\varepsilon^s / (280 - 8.4) = 0.003 / 8.4$$

$$\varepsilon^s = 0.097 > 0.004 \text{ (OK)}$$

Above support C:

From moment diagram we find that:

$$Mu(-) = 1.20 \text{ t.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{j} = \frac{1.20}{0.9} = 1.33t.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.33t.m \times 10^5}{12cm \times 28^2} = 14.14kg/cm^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 14.14}{4200}} \right) = 0.0035$$

$$As_{required} = 0.0035 \times 12 \times 28 = 1.176 \text{ cm}^2 > 1.1 \text{ cm}^2$$

$$As_{required} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Use 2Φ12 As=2.26 cm²

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 2.26 = 0.85 \times 30 \times 52 \times a$$

$$a = 0.72 \text{ cm}$$

$$x = 0.72/0.85 = 0.84$$

$$\varepsilon^s / (280 - 8.4) = 0.003/8.4$$

$$\varepsilon^s = 0.097 > 0.004 \text{ (OK)}$$

Above support D:

From moment diagram we find that :

$$Mu(-) = 1.5 \text{ t.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{j} = \frac{1.5}{0.9} = 1.66t.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.66t.m \times 10^5}{12cm \times 28^2} = 17.6kg/cm^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 17.6}{4200}} \right) = 0.0043$$

$$As_{required} = 0.0043 \times 12 \times 28 = 1.44\text{cm}^2 > 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{required}} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 2\Phi 12 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 2.26 = 0.85 \times 30 \times 52 \times a$$

$$a = 0.72 \text{ cm}$$

$$x = 0.72 / 0.85 = 0.84$$

$$\varepsilon^s / (280 - 8.4) = 0.003 / 8.4$$

$$\varepsilon^s = 0.097 > 0.004 \text{ (OK)}$$

Above support E:

From moment diagram we find that :

$$Mu(-) = 1.3 \text{ t.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{j} = \frac{1.3}{0.9} = 1.44 \text{ t.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.44 \text{ t.m} \times 10^5}{12 \text{ cm} \times 28^2} = 15.3 \text{ kg / cm}^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 15.3}{4200}} \right) = 0.0038$$

$$A_{s_{required}} = 0.0038 \times 12 \times 28 = 1.30 \text{ cm}^2 > 1.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{required}} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } 2\Phi 12 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 2.26 = 0.85 \times 30 \times 52 \times a$$

$$a = 0.72 \text{ cm}$$

$$x = 0.72/0.85 = 0.84$$

$$\varepsilon^s / (280-8.4) = 0.003/8.4$$

$$\varepsilon^s = 0.097 > 0.004 \text{ (OK)}$$

i. Shear Design

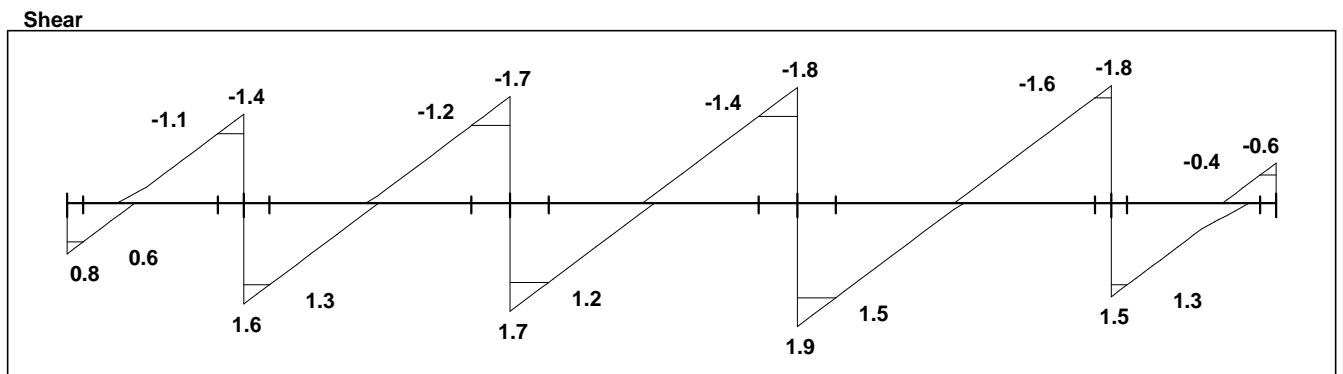


Fig (4.5) Shear diagram

From shear diagram we find that the maximum shear is located at support D and equal:-

$$V_u = 1.90 \text{ ton at distance } (d = 28) \text{ from the face of support}$$

According to ACI:-

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b_w d = \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 12 \times 28 = 306.7 \times 10 / 1000 = 3.1t$$

$$j V_c = 0.75 \times 3.1 = 2.33t$$

$$\phi V_c > V_u$$

$$2.33t > 1.90t$$

No shear reinforcement must be provided

4.4.3 Check the Development length

Positive $\Phi 10$ straight bars, which must extend into the support

$$La = 12 d_b = 12 \times 1.0 = 12 \text{ cm}$$

or $d = 28 \text{ cm}$ Control

$$T(\text{for } 1\Phi 10) = A_s \times F_y = 0.79 \times 4.2 = 3.3 \text{ t}$$

$$a = \frac{3.3}{0.85 \times 0.3 \times 52} = 0.25 \text{ cm}$$

$$Mu = 3.3 \times (28 - 25/2) / 100 = 0.51 \text{ t.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{j} = \frac{0.51}{0.9} = 0.567 \text{ t/m}$$

$$\frac{Mn}{Vu} + La = \frac{0.57 \times 100}{1.9} + 28 = 58 \text{ cm}$$

$$Vu = 1.9$$

Ld for $\Phi 10$ bars:

According to ACI_Code :

Category A- item 2:

$$Ld = \frac{12 f_y}{25 \sqrt{f_c'}} b.a.l.d_b = \frac{12 \times 420}{25 \times \sqrt{30}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.0 = 36.81 \text{ cm}$$

available embedment = 58 cm > 36.81 cm

Top bars (negative bars $\Phi 12$) :-

Straight bars:

$$0.3 \times Ln = 0.3 \times 2.1 = 0.63 \text{ m}$$

Length of the top bars = 1.2 + 0.63 + 1.77 = 3.60 m

$$L_{hb} = \frac{100 d_b}{\sqrt{f_c'}} = \frac{100 \times 1.2}{\sqrt{30}} = 21.9 \text{ cm}$$

$L_{dh} = L_{hb} \times \text{modification factors}$

$$/ 8 d_b = 8 \times 1.2 = 8 \text{ cm}$$

$$/ 15 \text{ cm}$$

$$L_{dh} = 21.9 \times 1 = 21.9 \text{ cm}$$

Standard hook Design:

For span AB:

Use F12, so $D = 6d_b = 6 \times 1.2 = 7.2$ cm

$Ldh - D/2 = 21.9 - 7.2/2 = 18.3$ cm

$p \times D/2 = p \times 7.2/2 = 11.3$ cm

$4d_b > 6$ cm

$4 \times 1.2 = 4.8$ cm < 6 cm

Take 6 cm

Length of standard hook = $6 + 11.3 + 18.3 = 35.6$ cm

Table num 5: Rib (5) Summary of Analysis Result and Design

	Mu (t.m)	Rn (kg/cm ²)	r	$AS_{Required}$ (cm ²)	AS_{Min} (cm ²)	# of bars	$AS_{Provided}$ (cm ²)
Support A	0.0	0.0	0.0	0.0	1.12	2 Φ 10	1.57
Span AB	0.4	1.1	0.00026	1.12	1.12	2 Φ 10	1.57
Support B	-1.00	11.8	0.0029	2.2	2.2	2 Φ 12	2.26
Span BC	0.7	1.9	0.00045	1.12	1.12	2 Φ 10	1.57
Support C	-1.2	14.14	0.0035	2.2	2.2	2 Φ 12	2.26
Span CD	0.9	2.45	0.00095	1.12	1.12	2 Φ 10	1.57
Support D	-1.5	17.6	0.0043	2.2	2.2	2 Φ 12	2.26
Span DE	1.00	2.70	0.00065	1.12	1.12	2 Φ 10	1.57
Support E	-1.3	15.3	0.0038	2.2	2.2	2 Φ 12	2.26
Span EF	0.3	0.81	0.00019	1.12	1.12	2 Φ 10	1.57
Support F	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	2 Φ 12	2.26

ii. Rib Details

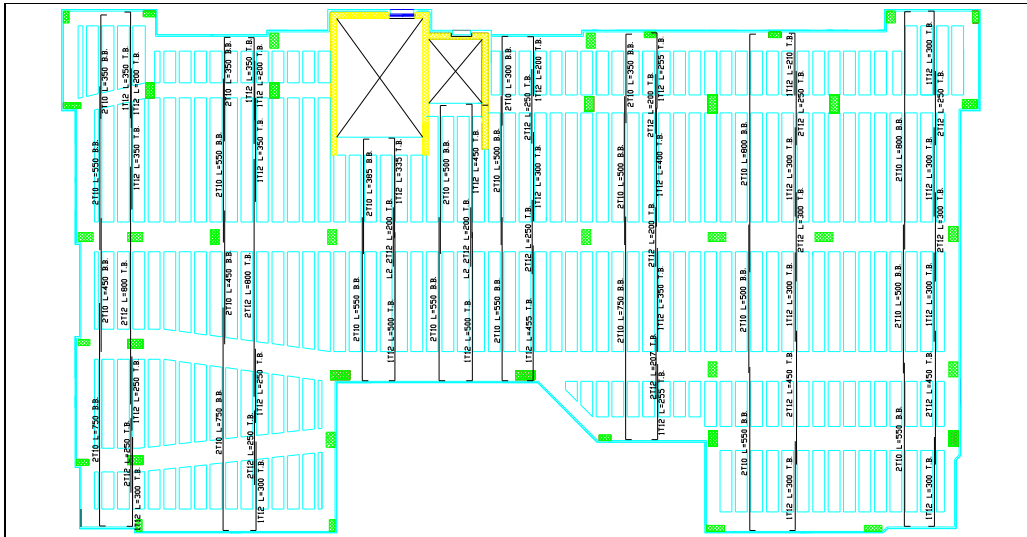


Fig (4.6) Rib detailing

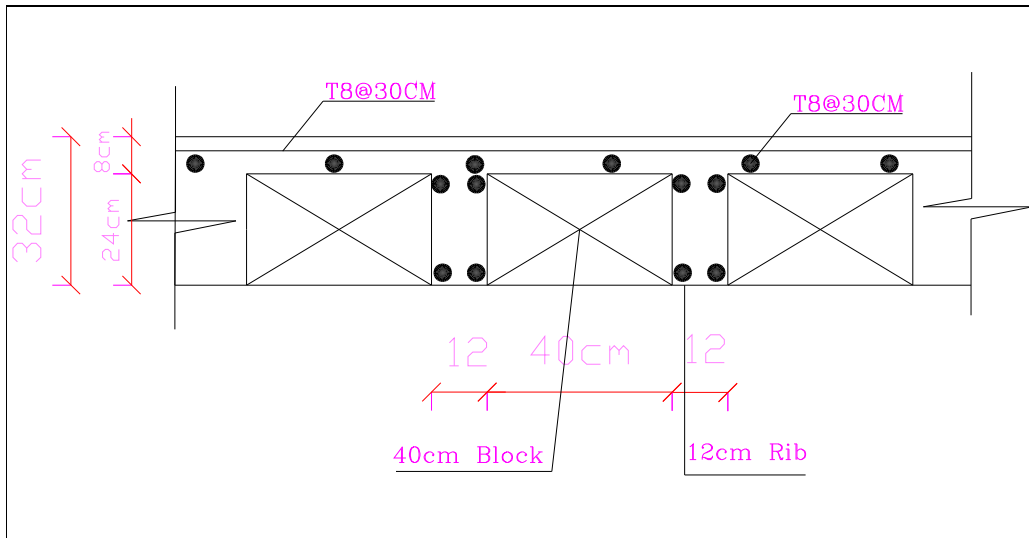


Fig (4.7) Section of detailing Rib

4.5 Beams Design

Design Beam(5)

The following plan shows the location of the beam being considered for analysis and design, then the detailed analysis and design are presented.

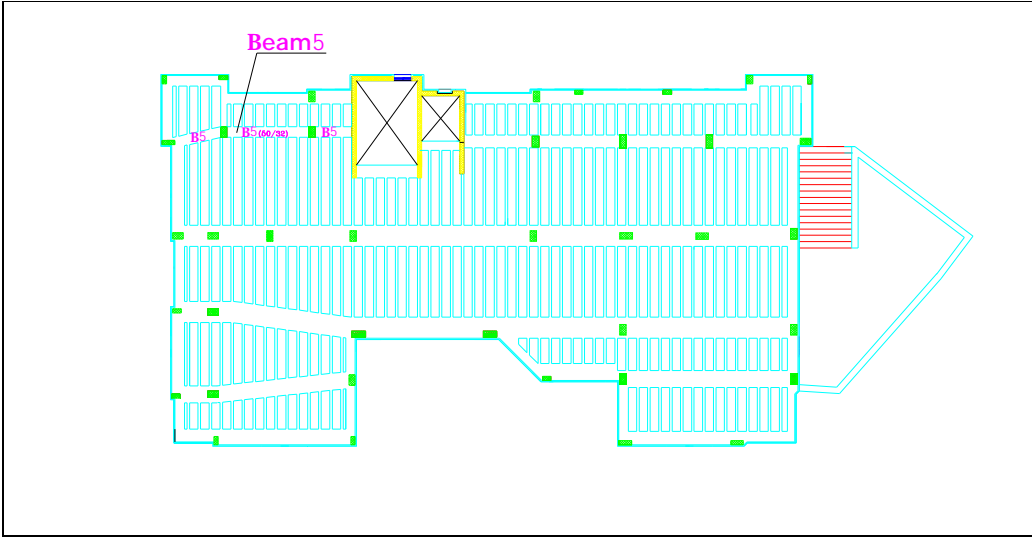


Fig (4.8) Beam (5)

4.5.1 Beam Analysis and Design

Moments: spans 1 to 3

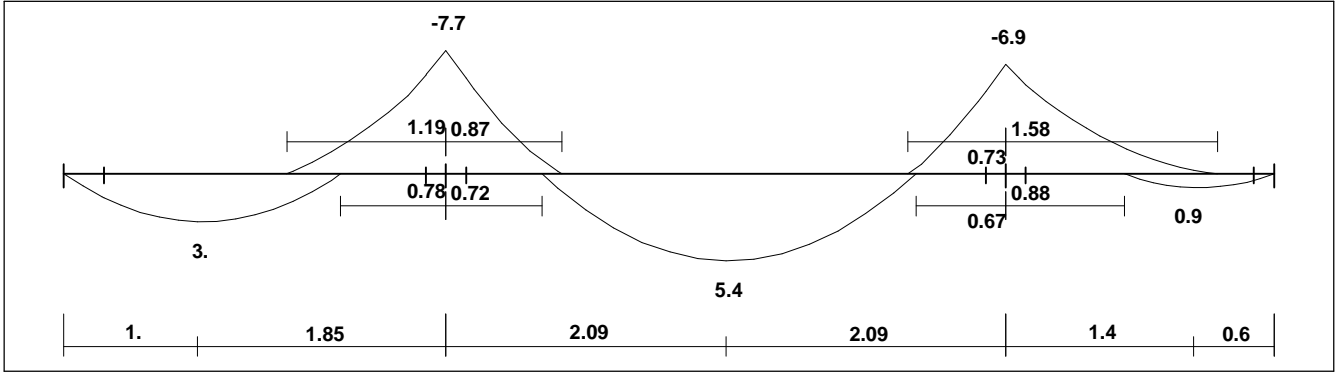


Fig (4.9) moment diagram for beam (5)

Limitation of deflection according to ACI Code :-

$Ln/18.5$ for one end continuous.

$Ln/21$ for both end continuous.

For beam (5)

$$Ln/18.5 = 258/18.5 = 13.9 \text{ cm.}$$

$$Ln/21 = 418/21 = 19.9 \text{ cm}$$

Use $h = 32 \text{ cm}$

For beam flexure:-

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

Determine r_{\max} :

$$\frac{0.003}{x_{\max}} = \frac{0.004 + 0.003}{26}$$

$$x_{\max} = 11.15 \text{ cm}$$

$$a_{\max} = 9.47 \text{ cm}$$

$$C_{\max} = 0.85 * 30 * 9.47 * 50 = 120.7 \text{ t}$$

$$Mn = 120.7 * \left(\frac{26 - 9.47/2}{100} \right) = 25.7 \text{ t.m}$$

assume $b=50 \text{ cm}$

$$Rn_{\max} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{25.7 \text{ t.m} \times 10^5}{50 \text{ cm} \times 26^2} = 76 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{\max} = \frac{0.85 * 30}{420} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 76}{0.85 * 420}} \right) = 0.0147$$

$$r = 0.5 r_{\max} = 0.5 * 0.0147 = 0.0074$$

To check b :-

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

$$R_n = 0.0074 * 420 * \left(1 - \frac{0.0074 * 16.5}{2}\right) = 2.92 \text{ Mpa}$$

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

$$\frac{7.7 * 10^5}{0.9} = b * 2.92 * 26^2$$

$$\Rightarrow b = 43.3 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{ok})$$

use $b_E = 50 \text{ cm}$

Live load= 0.90 t/m

Dead load= 3.10 t/m

Design Positive moment

Design span (AB):

From moment Diagram for B5 we find

$$M_u(+) = 3 \text{ t.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{j} = \frac{3.00}{0.9} = 3.33 \text{ t.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 50 \text{ cm}$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} b_w \cdot d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 50 * 26 \geq \frac{1.4}{420} * 50 * 26$$

$$= 4.24 > 4.33$$

$$A_{s_{\min}} = 4.33 \text{ cm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16.5$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3.33t.m \times 10^5}{50cm \times 26^2} = 9.8kg / cm^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 9.8}{4200}} \right) = 0.0024$$

$$A_{s_{required}} = 0.0024 \times 50 \times 26 = 3.12 \text{ cm}^2 < 4.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{required}} = 4.33 \text{ cm}^2$$

Use 3φ16 $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 6.03 = 0.85 \times 30 \times 50 \times a$$

$$a = 1.98 \text{ cm}$$

$$x = 1.98 / 0.85 = 2.3$$

$$\frac{e_s}{260 - 23} = \frac{0.003}{23}$$

$$e_s = 0.031 > 0.004 \quad (ok)$$

Check Maximum and Minimum Distance Between bars :

Maximum Distance = 3h or 500mm

$$3 * 320 = 960\text{mm}$$

Minimum Distance = the larger of

$$db = 16\text{mm}$$

or 25mm

$$\text{Distance} = (b) - (2 * \text{cover}) - (\# \text{bars} * db) - (2 * \Phi \text{ stirrup} / \# \text{of spaces})$$

$$\text{Distance} = (500) - (2 * 40) - (3 * 16) - (2 * 10 / 2) = 362\text{mm}$$

$$25\text{mm} < \text{Distance} = 362 \text{ mm} < 500 \text{ mm} \quad \text{its ok}$$

Design span (BC):

From moment diagram we find that :

$$Mu(+) = 5.4 \text{ t.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{j} = \frac{5.4}{0.9} = 6 \text{ t.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 50 \text{ cm}$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{6 \times 10^5}{50 \times 26^2} = 17.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 17.75}{4200}} \right) = 0.0044$$

$$As_{required} = 0.0044 \times 50 \times 26 = 5.72 \text{ cm}^2 > 4.33$$

$$As_{required} = 5.72 \text{ cm}^2$$

Use 3φ16 $As = 6.03 \text{ cm}^2$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 6.03 = 0.85 \times 30 \times 50 \times a$$

$$a = 1.98 \text{ cm}$$

$$x = 1.98 / 0.85 = 2.3$$

$$\frac{e_s}{260 - 23} = \frac{0.003}{23}$$

$$e_s = 0.031 > 0.004 \quad (ok)$$

Check Maximum and Minimum Distance Between bars :

Maximum Distance = $3h$ or 500 mm

$$3 * 320 = 960 \text{ mm}$$

Minimum Distance = the larger of

$$db = 16\text{mm}$$

or 25mm

$$\text{Distance} = (b) - (2 * \text{cover}) - (\# \text{bars} * db) - (2 * \Phi \text{ stirrup} / \# \text{of spaces})$$

$$\text{Distance} = (500) - (2 * 40) - (3 * 16) - (2 * 10 / 2) = 362\text{mm}$$

$$25\text{mm} < \text{Distance} = 362\text{mm} < 500\text{ mm} \quad \text{its ok}$$

Design span (CD):

From moment diagram we find that :

$$Mu(+) = 0.90 \text{ t.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{j} = \frac{0.90}{0.9} = 1.0 \text{ t.m}$$

Design as a rectangular with $b_E = 50 \text{ cm}$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.0 \text{ t.m} \times 10^5}{50 \text{ cm} \times 26^2} = 2.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 2.96}{4200}} \right) = 0.00071$$

$$As_{required} = 0.00071 \times 50 \times 26 = 0.923 \text{ cm}^2 < 4.33 \text{ cm}^2$$

$$As_{required} = 4.33 \text{ cm}^2$$

Use **3Φ16** $As = 6.03 \text{ cm}^2$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 6.03 = 0.85 \times 30 \times 50 \times a$$

$$a = 1.98 \text{ cm}$$

$$x = 1.98 / 0.85 = 2.3$$

$$\frac{e_s}{260 - 23} = \frac{0.003}{23}$$

$$e_s = 0.031 > 0.004 \quad (ok)$$

Check Maximum and Minimum Distance Between bars :

Maximum Distance = $3h$ or 500mm

$$3 * 320 = 960\text{mm}$$

Minimum Distance = the larger of

$$db = 16\text{mm}$$

or 25mm

$$\text{Distance} = (b) - (2 * \text{cover}) - (\# \text{bars} * db) - (2 * \Phi \text{ stirrup} / \# \text{of spaces})$$

$$\text{Distance} = (500) - (2 * 40) - (3 * 16) - (2 * 10/2) = 362\text{mm}$$

$$25\text{mm} < \text{Distance} = 362\text{mm} < 500\text{mm} \quad \text{its ok}$$

Design Negative moment:

Above support B:

From moment diagram we find that :

$$Mu(-) = 7.7 \text{ t.m}$$

The minimum reinforcement is determined according to ACI as follows:

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 f_y} b_w \cdot d \leq \frac{1.4}{f_y} b_w \cdot d$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 50 * 26 \leq \frac{1.4}{420} * 50 * 26$$

$$= 4.24 < 4.33$$

$$A_{s_{\min}} = 4.24 \text{ cm}^2$$

$$M_n = \frac{Mu}{j} = \frac{7.7}{0.9} = 8.561 \text{ t.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{8.561 \text{ t.m} \times 10^5}{50 \text{ cm} \times 26^2} = 25.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 25.3}{4200}} \right) = 0.0064$$

$$A_{s_{required}} = 0.0064 \times 50 \times 26 = 8.32 \text{ cm}^2 > 4.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{required}} = 8.32 \text{ cm}^2$$

Use **3Φ20** $A_s = 9.42 \text{ cm}^2$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 9.42 = 0.85 \times 30 \times 50 \times a$$

$$a = 3.1 \text{ cm}$$

$$x = 3.1 / 0.85 = 3.64$$

$$\frac{e_s}{260 - 36.4} = \frac{0.003}{36.4}$$

$$e_s = 0.018 > 0.004 \quad (\text{ok})$$

Check Maximum and Minimum Distance Between bars :

Maximum Distance = 3h or 500mm

$$3 \times 320 = 960 \text{ mm}$$

Minimum Distance = the larger of

$$db = 20 \text{ mm}$$

or 25mm

$$\text{Distance} = (b) - (2 \times \text{cover}) - (\# \text{bars} \times db) - (2 \times \Phi \text{ stirrup} / \# \text{of spaces})$$

$$\text{Distance} = (500) - (2 \times 40) - (3 \times 20) - (2 \times 10/2) = 350 \text{ mm}$$

$$25 \text{ mm} < \text{Distance} = 350 \text{ mm} < 500 \text{ mm} \quad \text{its ok}$$

Above support C:

$$Mu(-) = 6.9 \text{ t.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{j} = \frac{6.9}{0.9} = 7.7 \text{ t.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{7.7 \text{ t.m} \times 10^5}{50 \text{ cm} \times 26^2} = 22.7 \text{ kg / cm}^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 22.7}{4200}} \right) = 0.0056$$

$$As_{required} = 0.0056 \times 50 \times 26 = 7.28 \text{ cm}^2 > 4.24 \text{ cm}^2$$

$$As_{required} = 4.24 \text{ cm}^2$$

Use 3Φ20 $As=9.42 \text{ cm}^2$

Check yielding:-

Ten. = Comp.

$$420 \times 9.42 = 0.85 \times 30 \times 50 \times a$$

$$a = 3.1 \text{ cm}$$

$$x = 3.1 / 0.85 = 3.64$$

$$\frac{e_s}{260 - 36.4} = \frac{0.003}{36.4}$$

$$e_s = 0.018 > 0.004 \quad (ok)$$

Check Maximum and Minimum Distance Between bars :

Maximum Distance = $3h$ or 500mm

$$3 * 320 = 960\text{mm}$$

Minimum Distance = the larger of

$$db = 20 \text{ mm}$$

or 25mm

$$\text{Distance} = (b) - (2 * \text{cover}) - (\# \text{bars} * db) - (2 * \Phi \text{ stirrup} / \# \text{of spaces})$$

$$\text{Distance} = (500) - (2 * 40) - (3 * 20) - (2 * 10 / 2) = 350 \text{mm}$$

$$25 \text{mm} < \text{Distance} = 350 \text{mm} < 500 \text{mm} \quad \text{its ok}$$

4.5.2 Shear Design

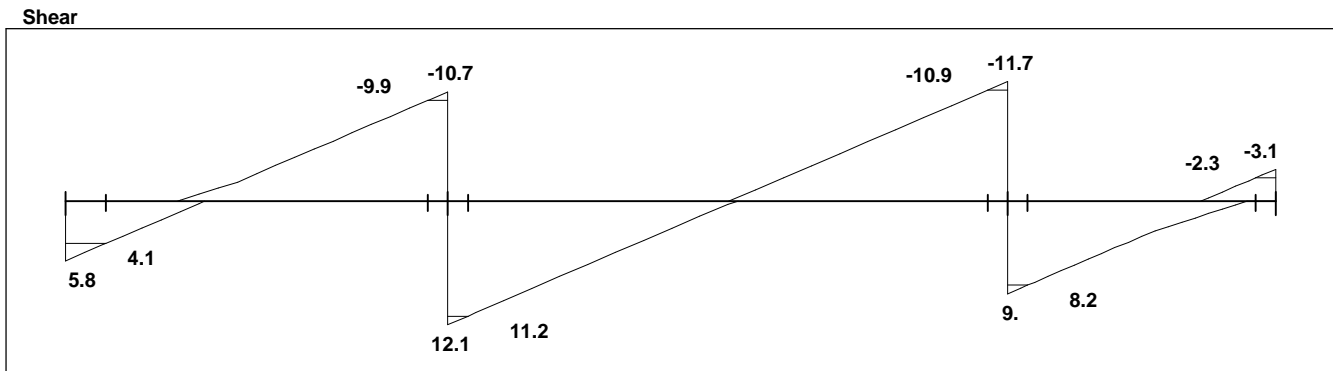


Fig (4.10) Shear diagram for beam (5)

From shear diagram we find that the maximum shear is located at support B and equal:-

$$V_u = 12.1 \text{ t} \quad \text{at distance } (d = 26) \text{ from the face of support}$$

According to ACI:-

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right) b_w d = \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 50 \times 26 = 1186.7 \times 10 / 1000 = 11.86 \text{ t}$$

$$j V_c = 0.75 \times 11.86 = 8.89 \text{ t}$$

$$1/2 \phi V_c = 1/2 \times 8.89 = 4.4$$

$$V_s \text{ min.} = 1/3 \text{ MPa} \times 10 / 1000 \times 50 \times 26$$

$$V_s \text{ min.} = 4.3 \text{ t}$$

$$S = \frac{f_y \cdot A_v \cdot d}{V_s} = \frac{4.2 \times 2(0.5) \times 26}{4.3} = 25.4 \text{ cm}$$

$$\leq d/2 = 26/2 = 13 \text{ cm} \dots \text{ control (use } S = 10 \text{ cm)}$$

$$\leq 60 \text{ cm}$$

$$V_s \text{ min.} = \frac{f_y \cdot A_v \cdot d}{S} = \frac{4.2 \times 2(0.5) \times 26}{10} = 10.92 \text{ t}$$

$$\phi V_s \text{ min.} = 0.75 \times 10.92 = 8.19 \text{ t}$$

Category (3) :-

$$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_s \text{ min.}$$

$$8.89 < 12.2 \leq 8.89 + 8.19 = 17.08$$

min. shear reinforcement must be provided

Use $\Phi 10$ @ 10 cm

Deflection Limitation

AS ACI – 318 – Code-2002 the value of Deflection should not exceed $L/480$

For span AB :-

By Atir software. We find two value of Deflection

$$L = 2.61 \text{ m} = 2610 \text{ mm}$$

$$\text{The Value is } L/19059 = 2610/19059 = 0.136 \text{ mm}$$

$$L/8260 = 2610/8260 = 0.315 \text{ mm}$$

This value should not exceed

$$2610/480 = 5.43 \text{ mm}$$

$$0.136 \text{ mm} < 5.43 \text{ mm}$$

$$0.315 \text{ mm} < 5.43 \text{ mm}$$

For span BC :-

By Atir software. We find two value of Deflection

$$L = 4.08 \text{ m} = 4080 \text{ mm}$$

$$\text{The Value is } L/8634 = 4080/8634 = 0.472 \text{ mm}$$

$$L/1693 = 40800/1693 = 2.40 \text{ mm}$$

This value should not exceed

$$4080/480 = 8.50 \text{ mm}$$

$$0.472 \text{ mm} < 8.50 \text{ mm}$$

$$2.40 \text{ mm} < 8.50 \text{ mm}$$

For span CD :-

By Atir software. We find two value of Deflection

$$L = 2.1 \text{ m} = 2100 \text{ mm}$$

$$\text{The Value is } L/24344 = 2100/24344 = 0.086 \text{ mm}$$

$$L/15645 = 2100/15645 = 0.13 \text{ mm}$$

This value should not exceed

$$2100/480 = 4.37 \text{ mm}$$

$$0.086 \text{ mm} < 4.37 \text{ mm}$$

$$0.13 \text{ mm} < 4.37 \text{ mm}$$

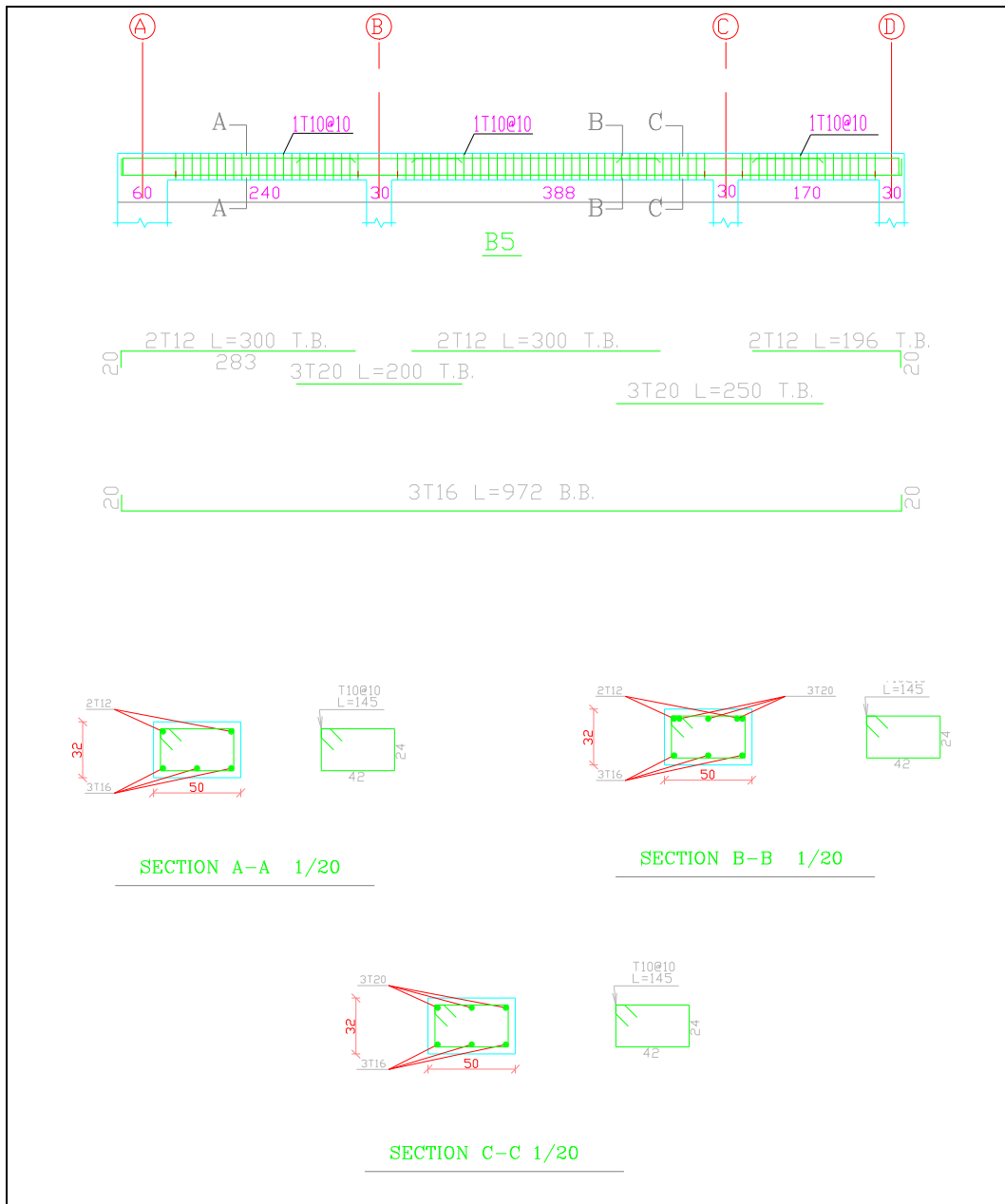
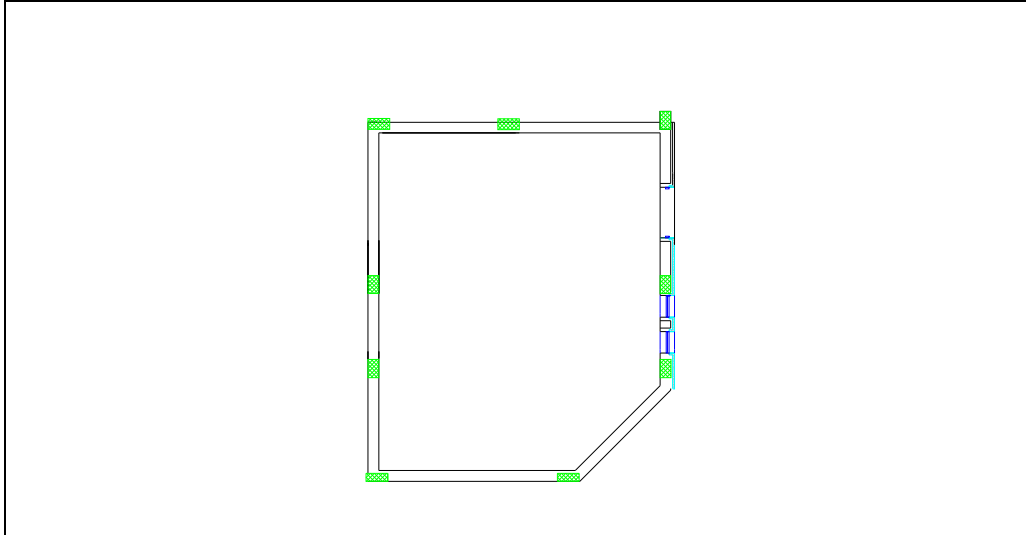


Fig (4.11) Beams detailing

4.6 Two-Way solid Slab (Basement Floor)



Fig(4.12) :- solid slab plan

Minimum thickness of two way solid slabs according to ACI Code (table 9-5-c) :-

$$Ln/36 = 9.35/36 = 0.26\text{m} = 26 \text{ cm}$$

Take $h = 32 \text{ cm}$

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

$$\text{Tiles} = 0.03 \times 2.3 = 0.069 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Sand} = 0.07 \times 1.7 = 0.12 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Plaster} = 0.03 \times 2.2 = 0.066 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Concrete} = 0.32 \times 2.40 = 0.768 \text{ t/m}^2$$

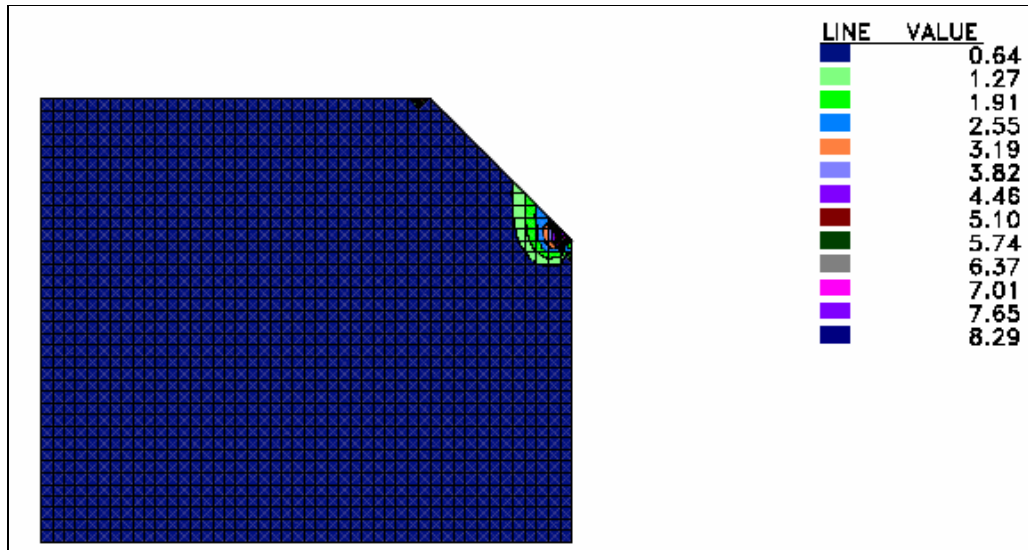
$$\text{Partitions} = 0.125 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Total Dead Load} &= 0.069 + 0.12 + 0.066 + 0.768 + 0.125 \\ &= 1.15 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

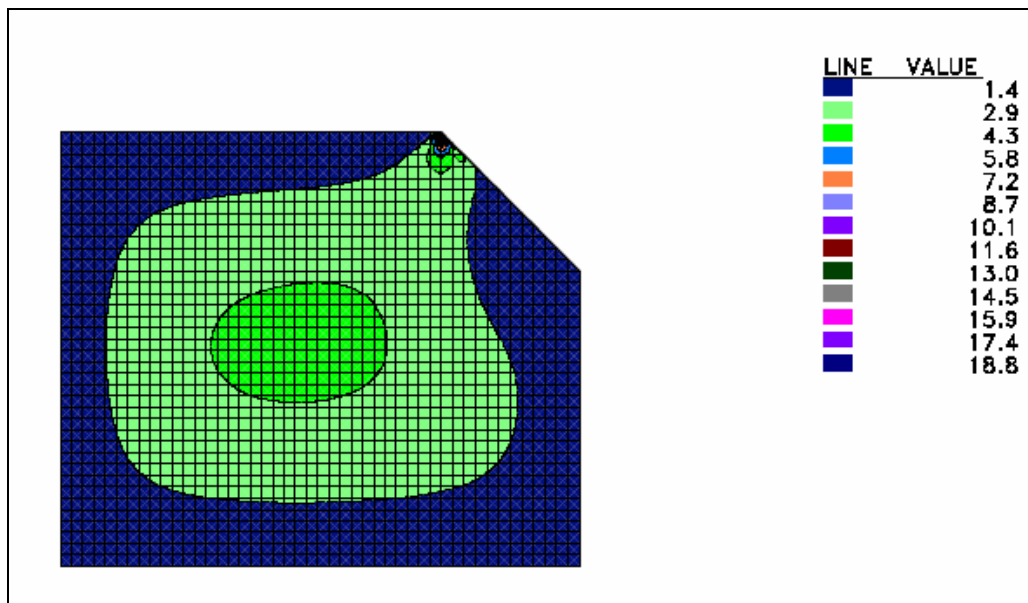
$$LL = 0.25 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Factored Dead Load} = 1.2 \times 1.15 = 1.38 \text{ t/m}^2$$

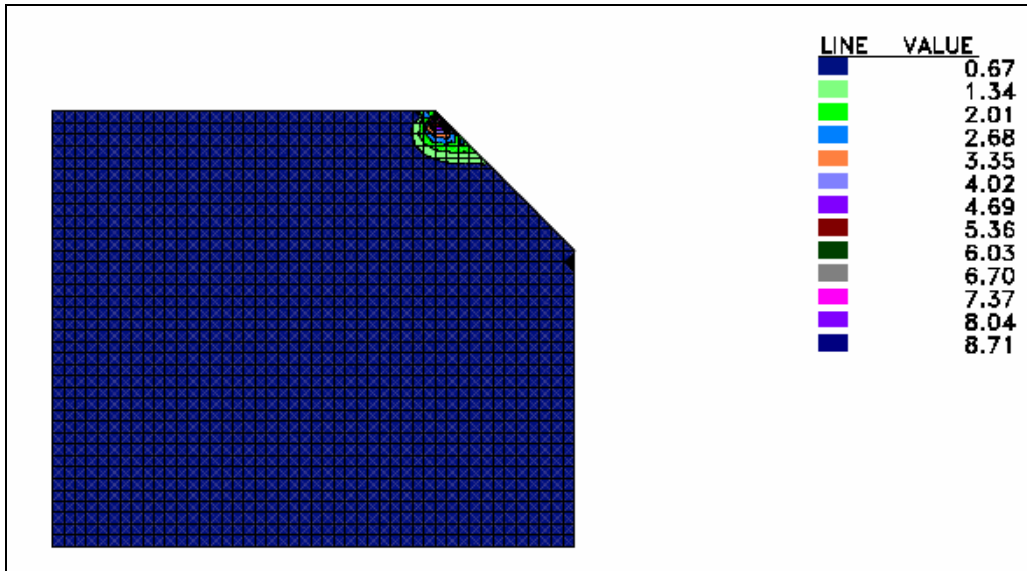
$$\text{Factored Live Load} = 1.6 \times 0.25 = 0.4 \text{ t/m}^2$$



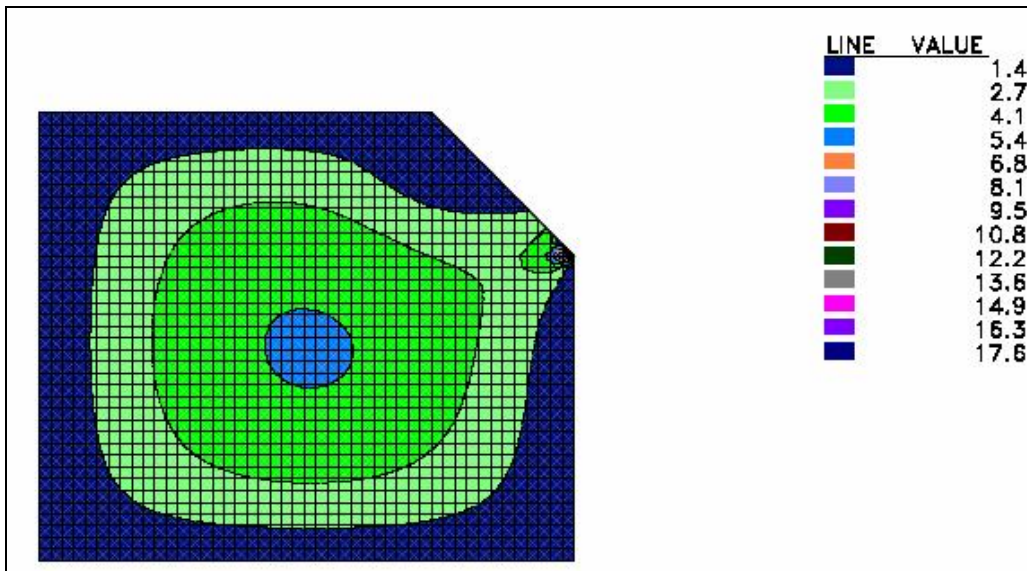
Fig(4.13): Reinforcement in X-direction @ +Z face (area = cm²/m)



Fig(4.14): Reinforcement in X-direction @ - Z face (area = cm²)



Fig(4.15):Reinforcement in Y-direction @+ Z face (area = cm²/m)



Fig(4.16):Reinforcement in Y-direction @- Z face (area = cm²/m)

Reinforcement for solid slab:-

From envelop diagrams we find that

The maximum area in X-direction(-Z) = $18.8 \text{ cm}^2/\text{m}$

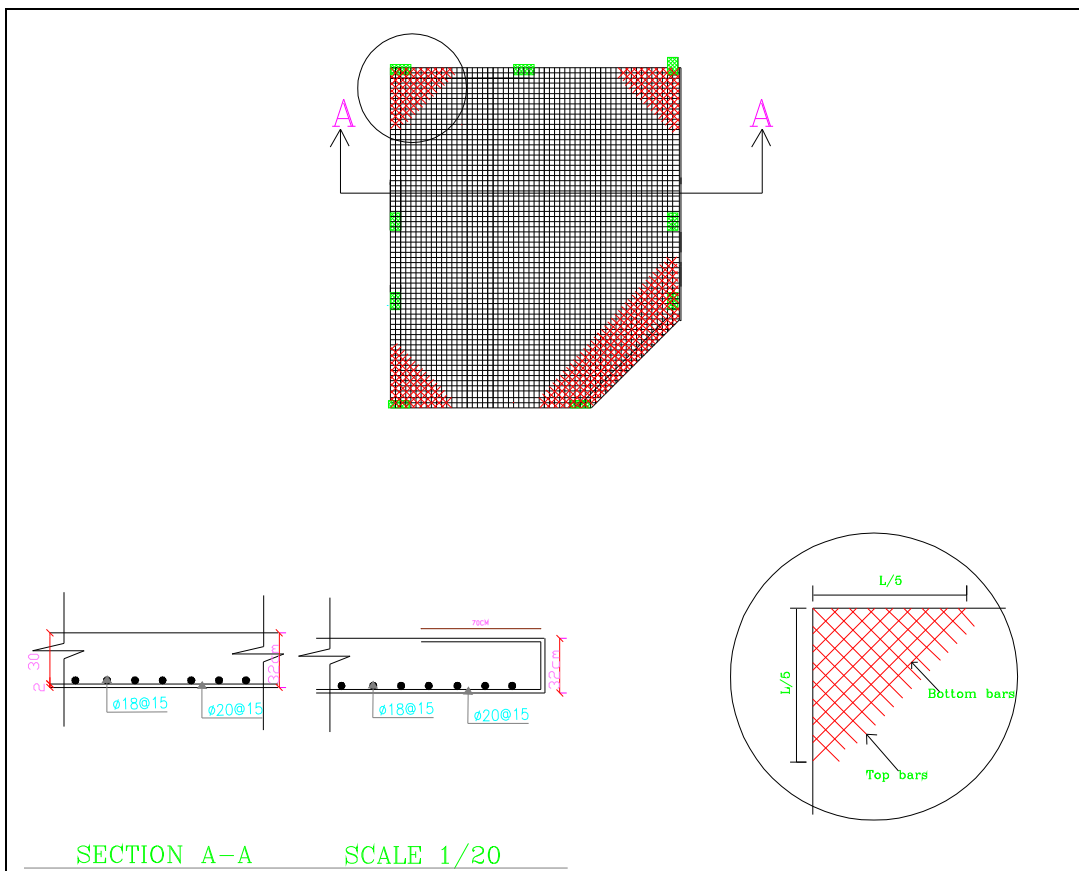
So use $6 \Phi 20$, $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$

use $\Phi 20 @ 15 \text{ cm}$

The maximum area in Y-direction(-Z) = $17.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

So use $7 \Phi 18$, $A_s = 17.81 \text{ cm}^2$

use $\Phi 18 @ 15 \text{ cm}$



Fig(4.17):details of solid slab

4.7 Design of columns:

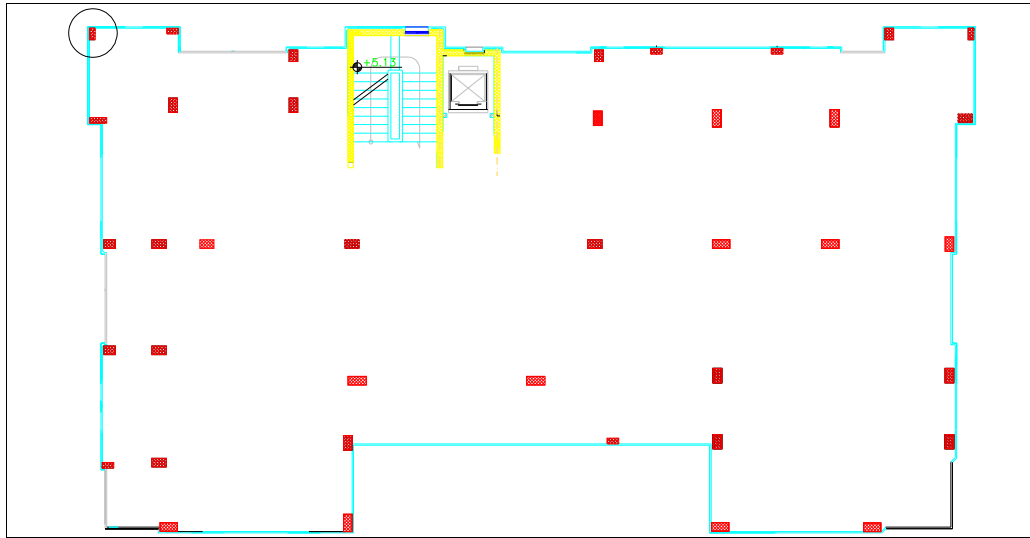


Fig (4.18) column(1)

4.7.1 Column (C-1) exterior column of the ground floor:

Structural design of column will be for four floors.

Assume column 20 cm *40 cm:

Total load on column = load from beam + weight of column

Load from beam = $1.2 \times 3.02 + 1.6 \times 0.5 + 1.2 \times 1.38 = 6.08 \text{ t}$

Self weight of column = $0.2 \times 0.4 \times 3.06 \times 2.4 = 0.588 \text{ t}$

Total load on column = $(6.08 + 0.588) \times 4$

Total load on column = 26.67 ton

- **Design of the longitudinal reinforcement:**

According to ACI 318-02 :-

$$\frac{k * \ell_u}{r} \leq [34 - 12(M1 / M2) = 22] \dots \dots \dots (\text{ACI-10.12.2})$$

→notice that $(22 < 40)$

Type of column: "tied column".

$$Pu = 26.67 \text{ ton.}$$

Assume $\rho_g = 0.015$.

$$\text{Required } Pn = Pu/\phi = 26.67/0.65 = 41.031 \text{ ton.}$$

$$Pn (\text{max}) = 0.8 * Ag [0.85(fc') + \rho_g (fy - 0.85*fc')]$$

$$41.031 \text{ ton} = 0.8 * Ag [0.85(0.3) + 0.015 (4.2 - 0.85*0.3)]$$

$$\text{Required } Ag = 163.25 \text{ cm}^2.$$

Use 40 cm * 20cm.

$$Ag = 800 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} * bh^3}{bh}} = 0.288h \approx 0.3h$$

$$r = 0.3 * 0.2 = 0.06$$

$$L = 3.06 \text{ m}, K = 1$$

$$\frac{k * \ell u}{r} = \frac{3.06}{0.06} = 51 > 22 \rightarrow \text{notice that } (22 < 40)$$

Thus slenderness effects must be considered.

$$Mc = \alpha_{ms} * M_2, \text{min..... (ACI-10.12.3)}$$

$$\alpha_{ms} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75Pc}} \geq 1.0$$

$$Pc = \frac{p^2 EI}{(K * \ell u)^2}$$

$$EI = \frac{0.4Ec * Ig}{1 + bd}$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \Rightarrow Cm = 1.0$$

assume $M_1/M_2 = 1$

$$\Rightarrow Cm = 1.0 \text{ (According ACI-code-10.12.3.1)}$$

The factored moment M_2 shall not be taken less than:

$$M_{2\min} = Pu(15 + 0.03h) \dots \text{(ACI-10.12.3.2)}$$

$$e_{\min} = (15 + 0.03h)$$

$$e \text{ used for design} = d_{ns} * e_{\min}$$

For normal weight concrete, E_c shall be permitted to be taken as :

$$E_c = \frac{4700\sqrt{f_c'}}{100} = \frac{4700\sqrt{30}}{100} = 257.43 \text{ ton/cm}^2$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 * 20^3}{12} = 26666.7 \text{ cm}^4$$

$$bd = \frac{76.7}{26.67} = 2.88$$

$$EI = \frac{0.4E_c * I_g}{1 + bd} = \frac{0.4 * 257.43 * 26666.7}{1 + 2.88} = 707712.23 \text{ ton.cm}^2$$

$$EI = 707712.23 \text{ ton.cm}^2$$

$$P_c = \frac{P^2 * 707712.23}{(1 * 300)^2} = 77.61 \text{ ton}$$

$$d_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{26.67}{0.75 * 77.61}} = 1.85$$

$$M_{2\min} = 26.67(15 + 0.03 * 200) = 560.07 \text{ t.mm}$$

$$M_c = 4.5 * 560.07 = 2520.32 \text{ ton.mm}$$

$$e = \frac{M_c}{Pu} = \frac{2520.32}{26.67} = 94.5 \text{ mm} = 9.45 \text{ cm}$$

$$P_n = A_g \left[\frac{f_c'}{\left(\frac{3}{x^2}\right)\left(\frac{e}{h}\right) + 1.18} + \frac{r_g * F_y}{\left(\frac{2}{s}\right)\left(\frac{e}{h}\right) + 1} \right]$$

Assuming $\Phi 16$ in main reinforcement.

$$d = 40 - 4 - 0.7 - 1 = 34.3 \text{ cm}$$

$$x = \frac{d}{h} = \frac{34.3}{40} = 0.856 \quad , \quad r_g = 0.015$$

$$s = \frac{d - d'}{h} = \frac{34.3 - 5.7}{40} = 0.715$$

$$41.031 = A_g \left[\frac{0.3}{\left(\frac{3}{0.856^2} \right) \left(\frac{9.45}{40} \right) + 1.18} + \frac{0.015 * 4.2}{\left(\frac{2}{0.715} \right) \left(\frac{9.45}{40} \right) + 1} \right] \dots (\text{Approximate formula})$$

$$A_g = 231.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Select } 20 * 40 = 800 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 800 \text{ cm}^2$$

Determination of required ρ_g :

$$41.031 = 800 \left[\frac{0.3}{\left(\frac{3}{0.856^2} \right) \left(\frac{9.45}{40} \right) + 1.18} + \frac{r_g * 4.2}{\left(\frac{2}{0.715} \right) \left(\frac{9.45}{40} \right) + 1} \right]$$

$r_g = -0.035 < 0 \Rightarrow$ that means no need for reinforcement

$$\text{Use } A_s \text{ min} = r_{g \text{ min}} * A_g$$

$$A_s \text{ min} = 0.01 * 800 = 8 \text{ cm}^2$$

Use 6 Φ 14

$$A_s = 6 * 1.54 = 9.24 \text{ cm}^2 .$$

- **Design of the tie reinforcement:**

Use Φ 10 ties.

$$\text{Spacing} \leq 16 * d_b \text{ (Longitudinal bar diameter)} = 16 * 1.2 = 19.2 \text{ cm}$$

$$48 * d_t \text{ (ties bar diameter)} = 48 * 1.0 = 48.0 \text{ cm.}$$

Least dimension of the column = 20 cm

Use "2 Φ 10" ties @ 20 cm spacing.

Use 20cm*40cm with 8 Φ 12 bars. With Φ 10 ties @ 15cm spacing

Table Num 6: Columns Tables

Column No.	Floor No.	Column Dimension (cm)	Vertical Reinforcement		Ties	
			No. Of Bars	Size (mm)	Size (mm)	Spacing (cm)
C 1	Basement	-----	-----	-----	-----	-----
	Ground	20 * 40	8	12	10	15
	First	20 * 40	8	12	10	15
C 2	Basement	-----	-----	-----	-----	-----
	Ground	30 * 40	8	14	10	20
	First	30 * 40	8	14	10	20
C3	Basement	-----	-----	-----	-----	-----
	Ground	65 * 30	10	16	10	25
	First	65 * 30	10	16	10	25
C4	Basement	-----	-----	-----	-----	-----
	Ground	20 * 60	8	14	10	20
	First	20 * 60	8	14	10	20
C5	Basement	30 * 50	8	16	10	25
	Ground	30 * 50	8	16	10	25
	First	30 * 50	8	16	10	25
C6	Basement	30 * 60	10	16	10	25
	Ground	30 * 60	10	16	10	25
	First	30 * 60	10	16	10	25

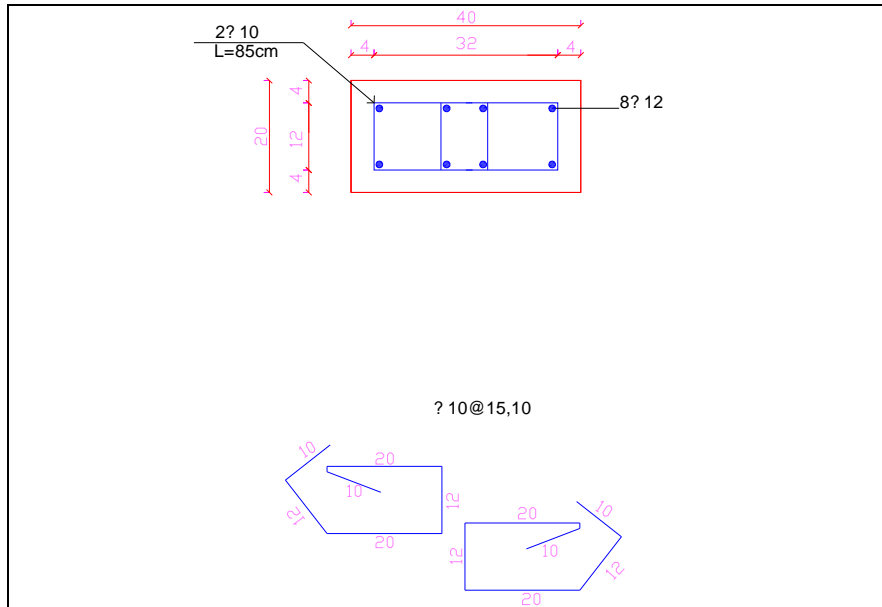


Fig (4.19): Columns detailing

4.8 Stairs Design

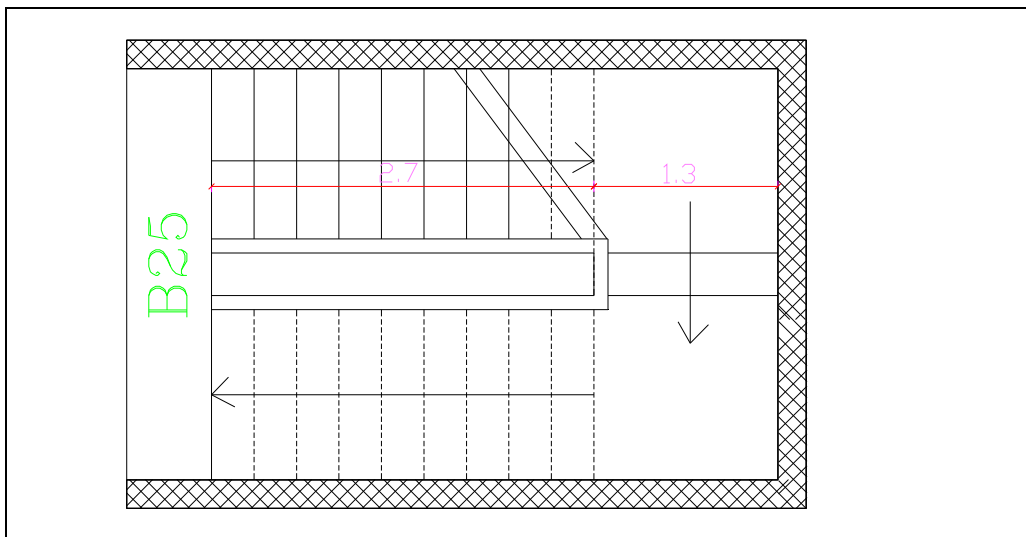


Fig (4.20) Stair

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$L.L = 0.5 \text{ t/m}^2$$

According to ACI.Code (table 9.5.a) minimum thickness:

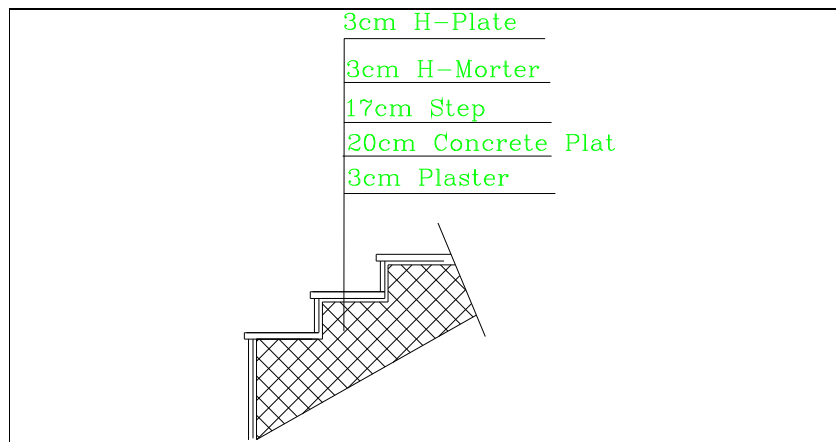
$$h \geq Ln/20 = 4.5/20 = 0.225 \text{ m}$$

take $h = 20 \text{ cm}$

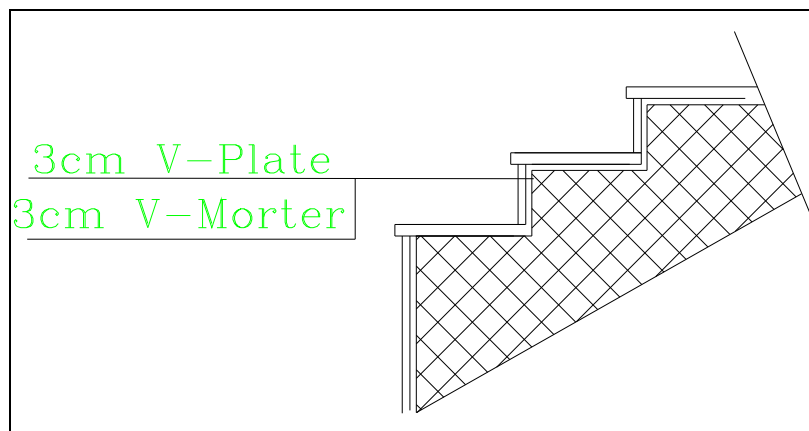
$$\alpha = \tan^{-1} (17/30) = 29.5$$

Width of the stair= 1.20 m

4.8.1 Dead Load



Fig(4.21):Vertical contents of Stairs



Fig(4.22):Horizontal contents of stairs

Dead load for stair:-

$$H_plate = 0.03 * 2.3 * 33/30 = 0.10 \text{ t/m}^2$$

$$V_plate = 0.03 * 2.3 * 17/30 = 0.39 \text{ t/m}^2$$

$$H_morter = 0.03 * 2.3 = 0.07 \text{ t/m}^2$$

$$V_morter = 0.03 * 2.3 * 17/30 = 0.39 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Steps} = 2.4 * 0.17/2 = 0.20 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Concret plat} = \frac{(0.20m)(2.4\text{ton}/m^3)}{\cos 29.5} = 0.6\text{ton}/m^2$$

$$\text{Plaster} = 0.03m * 2.2\text{t}/m^3 * (1/\cos 29.5) = 0.08 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Total dead load} = 0.10 + 0.39 + 0.07 + 0.39 + 0.20 + 0.69 + 0.08 = 1.92 \text{ t/m}^2$$

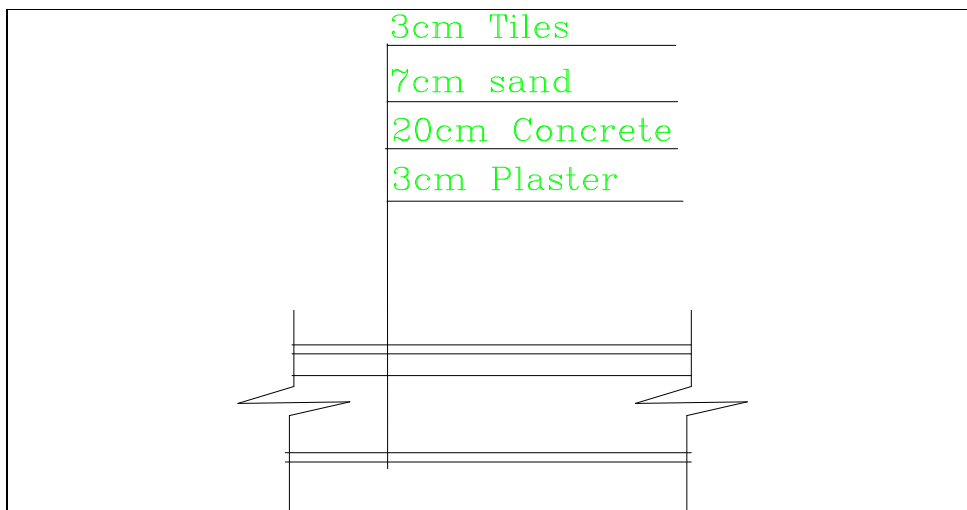
$$\text{Total live load} = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Factored load} = 1.2 * DL + 1.6 * LL$$

$$= 1.2 * 1.92 + 1.6 * 0.5 = 3.1 \text{ t/m}^2$$

For 1m strip factored load = 3.1 t/m

Dead load of landing:-



Fig(4.23):Detail of landing

$$\text{Tiles} = 0.03 \times 2.3 = 0.069 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Sand} = 0.07 \times 1.7 = 0.12 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Concrete} = 0.20 \times 2.4 = 0.50 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Plaster} = 0.03 \times 2.2 = 0.066 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Total dead load} = 0.069 + 0.12 + 0.60 + 0.066 = 0.8 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Total live load} = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Factored load} = 1.2 * DL + 1.6 * LL$$

$$= 1.2 * 0.8 + 1.6 * 0.5 = 1.8 \text{ t/m}^2$$

For 1m strip factored load = 1.8 t/m

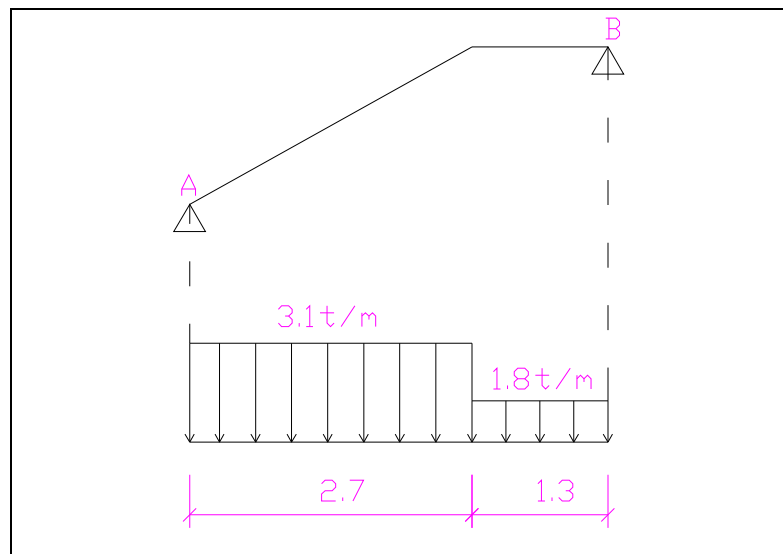


Fig (4.24) load on stair

4.8.2 Internal forces

$$M@B = 0$$

$$= 3.1 * 2.7 * 2.65 + 1.8 * 1.3 * 0.65 - 4.0 * A = 0$$

$$A = 5.92 \text{ ton}$$

$$M@ A = 0$$

$$= 3.1 * 2.7 * 1.35 + 1.8 * 1.3 * (0.65 + 2.7) - 4.0 * B$$

$$B = 4.79 \text{ ton}$$

Check :-

$$\sum Fy = 0.0$$

$$= 8.37 + 2.34 - 5.92 - 4.79$$

$$= 10.71 - 10.71 = 0.0 \quad (\text{OK})$$

$$\text{Maximum moment} = - 3.1 * 1.35 * 0.675 - 1.8 * 1.3 * 2 + 4.42 * 2.65$$

$$= - 2.83 - 4.68 + 11.7 = 4.21 \text{ t.m (right)}$$

$$\text{Maximum moment} = - 3.1 * 1.35 * 0.675 + 5.21 * 1.35$$

$$= - 2.83 + 7.0 = 4.18 \text{ t.m (left)}$$

→ Take maximum moment = 4.21 t.m

4.8.3 Shear design

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 2 - 1 = 17 \text{ cm} \quad (\text{according to ACI_Code cover for slab} = 2 \text{ cm})$$

Take $d = 17 \text{ cm}$

$$\phi Vc = 0.75 \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6} \right) b_w d = 0.75 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) \times 120 \times 17 \times 10 / 1000 = 13.9 \text{ t}$$

$$\phi Vc = 13.9 \text{ t} > 5.21 \text{ t} \quad (\text{OK}).$$

No shear reinforcement is required

4.8.4 Bending moment design

$$Mu = 4.2 \text{ t.m}$$

$$Mn = 4.2 / 0.9 = 4.67 \text{ t.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16.5$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4.67 \text{ t.m} \times 10^5}{120 \text{ cm} \times 17^2} = 13.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{f_y}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 13.46}{4200}} \right) = 0.0033$$

$$A_{sreq.} = \rho * b * d \\ = 0.0033 * 120 * 17 = 6.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} b_w . d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w . d$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 120 * 17 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 17$$

$$6.74 \text{ cm}^2 \geq 6.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq.} = 6.74 \text{ cm}^2 < A_{smin.} = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{sreq.} = 6.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Select 5 Φ 14 $A_s = 7.70 \text{ cm}^2$

Use **Φ 14@ 20cm**

$$\text{As for shrinkage} = 0.0018 * 120 * 20 = 4.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Select 4 Φ 12 $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

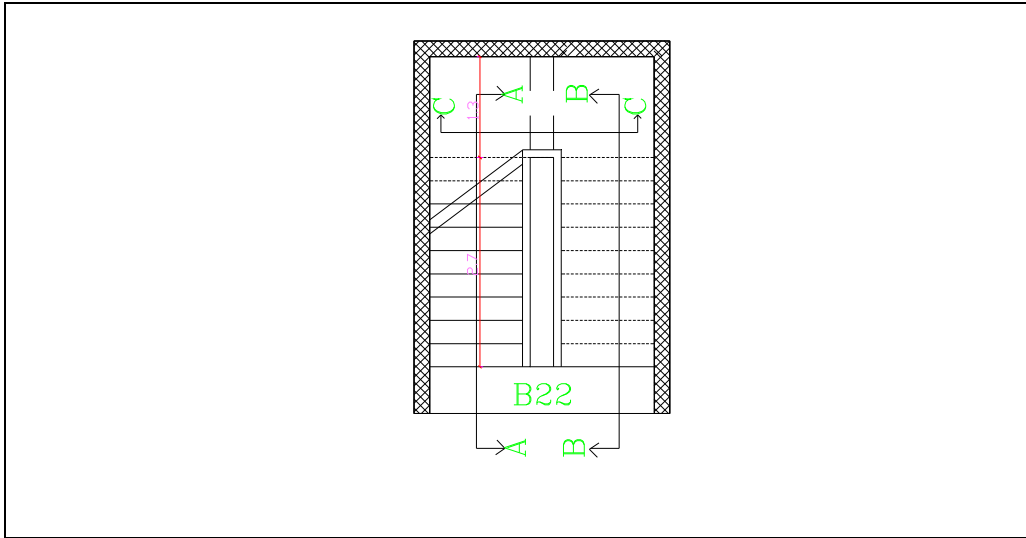
Use **Φ 12@ 25cm**

4.8.5 Development length of bars

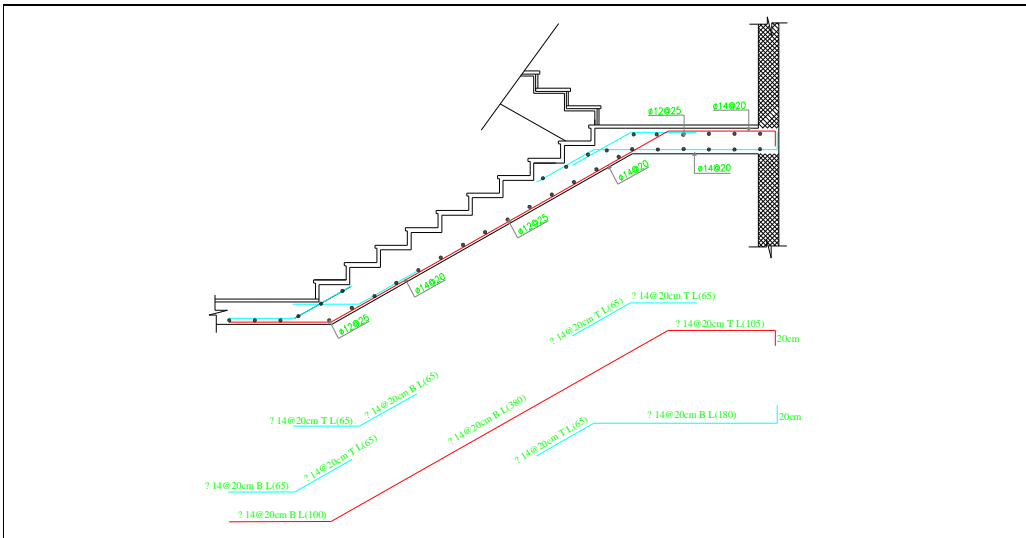
$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c'}} b.a.l.d_b$$

$$L_d = \frac{420}{2 \times \sqrt{30}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.6 = 61.5 \text{ cm}$$

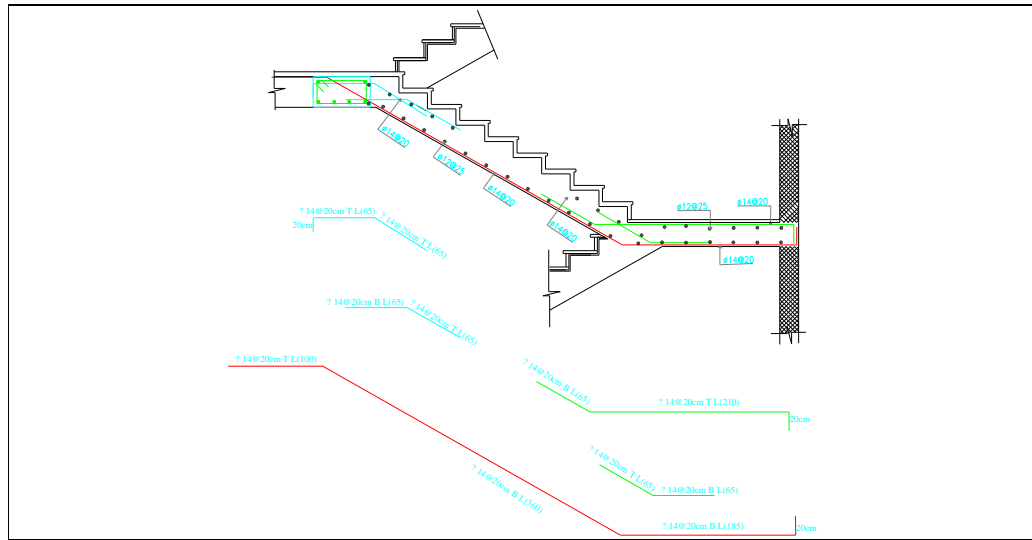
Take $L_d = 65 \text{ cm}$



Fig(4.25) Stair Plane



Fig(4.26) Stairs Detailing (Section A-A)



Fig(4.27):Stairs Detailing (Section B-B)

4.9 Footing Design

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsection describe the analysis and design of footing under column (5)

4.9.1 Loads

$$\begin{aligned} \text{Weight of column} &= 0.5\text{m} * 0.3\text{m} * 3.3\text{m} * 2.4\text{t/m}^3 \\ &= 1.18\text{ton} = 1.2 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$DL \text{ from column} = 36.2 \text{ t}$$

$$\text{Total } DL = 36.2 + 1.2 = 37.28\text{t}$$

$$LL = 9.46\text{t}$$

$$Pu = 1.2 * 37.3 + 1.6 * 9.46$$

$$= 59.9t * 4 = 239.6t$$

$$\text{Allowable soil pressure} = 4\text{kg/cm}^2 = 40 \text{ t/m}^2$$

4.9.2 Determine Dimension of Footing (a,b)

$$\sigma_{bu} \leq \sigma_{b\text{ all.}} * 1.4$$

$$Pu / A \leq 40 * 1.4$$

$$239.6 / A \leq 56\text{t/m}^2$$

$$A = 239.6 / 56 = 4.3 \text{ m}^2$$

$$\text{Try } 2.10 * 2.10 = 4.41 \text{ m}^2$$

$$Pu / A = 239.6 / 4.41 = 54.3\text{t/ m}^2 = 5.43\text{Kg/cm}^2 < 5.6\text{Kg/cm}^2$$

4.9.3 Determine Depth of Footing

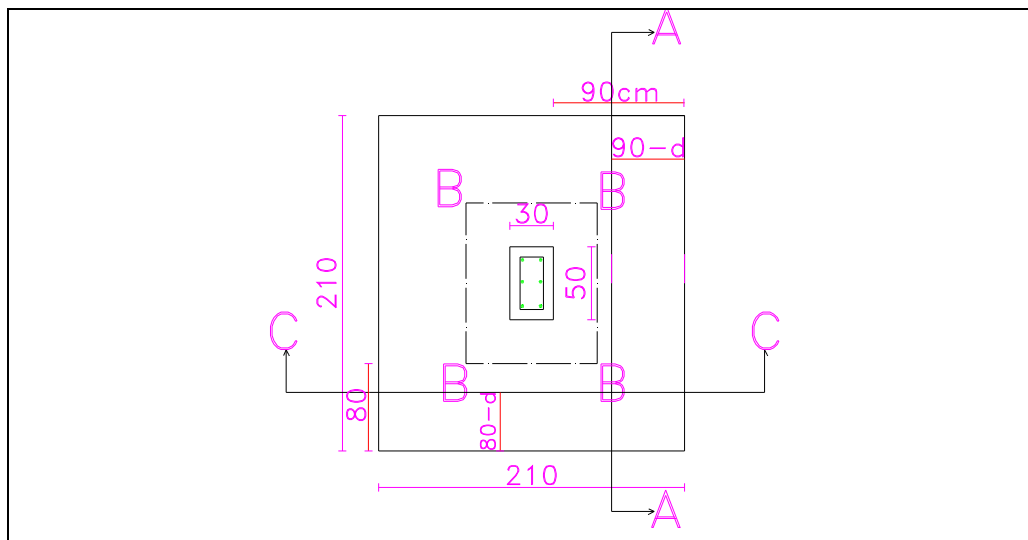


Fig (4.28):Top section in footing

@ Section (A-A)

let $V_u = \phi V_c$

$$5.43 \text{Kg/cm}^2 * 2.10 \text{cm} * (90 - d) = 0.75 * \left(\frac{\sqrt{30}}{6} * 10\right) \text{Kg/cm}^2 * 210 * d$$

$$488.7 - 5.43d = 6.852d$$

$$d = 39.7 \text{cm}$$

$$\text{Total depth} = 39.7 + 7(\text{cover}) + 1 = 47.4 \text{cm}$$

$$\text{Use } h = 50 \text{cm}$$

$$d = 50 - 7 - 1 = 42 \text{cm}$$

Check this depth for two way shear action using critical section (B-B,B-B) with

$$d = 42 \text{cm}$$

$$V_u = 5.43 \text{ Kg/cm}^2 \{ 210 * 210 - 72 * 92 \} * 1/1000 = 203.5 \text{ton}$$

$$a = 40 \text{ (for interior)}$$

$$bc = 50 / 30 = 1.67 \geq 1 \text{ (long side / short side)}$$

$$b_o = 2 * (72 + 92) = 382 \text{cm}$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{bc} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = 0.366 \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{a}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d = 0.593 \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = 0.33 \sqrt{f_c'} b_o d \dots \text{Control}$$

$$V_c = 0.33 * \sqrt{30} * 3280 * 420 = 2489990 \text{N} = 248.9 \text{t}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 248.9 = 186.67 \text{t} < 203.5 \text{t} \dots \dots \dots \text{not ok}$$

Recalculated required d to satisfy punching shear:

$$5.43 \{ 210 * 210 - (50 + d)(30 + d) \} / 1000 = 0.75 * \sqrt{30} * 0.33 * 2 * d * (80 + 2d) / 1000$$

$$0.543 \{ 44100 - 1500 - 80d - d^2 \} = 399.3d + 9.98 d^2$$

$$10.98d^2 + 479.3d - 42600 = 0$$

$$d^2 + 43.7d - 3879.8 = 0$$

$$d = 44.1 \text{cm}$$

Total depth $h = 44.1 + 7 + 1 = 52.1\text{cm}$

Take $h = 55\text{cm}$, $d = 55 - 7 - 1 = 47\text{cm}$

Check again:

$$V_u = 5.43 \text{ Kg/cm}^2 \{ 210 * 210 - 77 * 97 \} / 1000 = 198.9\text{ton}$$

$a = 40$ (for interior)

$b_c = 50 / 30 = 1.67 \geq 1$ (long side / short side)

$$b_o = 2 \times (77 + 97) = 348\text{cm}$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{b_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = 0.366 \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{a}{b_o / d} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d = 0.617 \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = 0.33 \sqrt{f_c'} b_o d \dots \text{Control}$$

$$V_c = 0.33 \times \sqrt{30} \times 3480 \times 470 / 1000 = 298.3\text{t}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 298.3 = 223.73 \text{ ton} > 198.9 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Take $d = 47\text{cm}$ & $h = 55\text{cm}$

@ **section (C-C)**

$$V_u = \phi V_c$$

$$5.43 \text{ Kg/cm}^2 * 2.10\text{cm} * (80 - d) = 0.75 * \left(\frac{\sqrt{30}}{6} * 10 \right) \text{ Kg/cm}^2 * 210 * d$$

$$434.4 - 5.43d = 6.852d$$

$$d = 35.4\text{cm}$$

$$\text{Total depth} = 35.4 + 7(\text{ cover }) + 1 = 43.4\text{cm}$$

Use $h = 45\text{cm}$

$$d = 45 - 7 - 1 = 37\text{cm}$$

Check this depth for two way shear action using critical section (B-B,B-B) with

$$d = 37\text{cm}$$

$$V_u = 5.43 \text{ Kg/cm}^2 \{ 210 * 210 - 87 * 67 \} * 1 / 1000 = 207.8\text{ton}$$

$a = 40$ (for interior)

$$bc = 50 / 30 = 1.67 \geq 1 \quad (\text{long side / short side})$$

$$b_o = 2 \times (87 + 67) = 308 \text{ cm}$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{bc} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.366 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{a}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.537 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots \text{Control}$$

$$V_c = 0.33 \times \sqrt{30} \times 3280 \times 370 / 1000 = 166.6 \text{ t}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 166.6 = 124.95 \text{ t} < 211.9 \text{ t} \dots \dots \dots \text{not ok}$$

Recalculated required d to satisfy punching shear:

$$5.43 \{ 210 * 210 - (50 + d)(30 + d) \} / 1000 = 0.75 * \sqrt{30} * 0.33 * 2 * d * (80 + 2d) / 1000$$

$$0.543 \{ 44100 - 1500 - 80d - d^2 \} = 399.3d + 9.98 d^2$$

$$10.98d^2 + 479.3d - 42600 = 0$$

$$d^2 + 43.7d - 3879.8 = 0$$

$$d = 44.1 \text{ cm}$$

$$\text{Total depth } h = 44.1 + 7 + 1 = 52.1 \text{ cm}$$

$$\text{Take } h = 55 \text{ cm}, d = 55 - 7 - 1 = 47 \text{ cm}$$

Check again:

$$V_u = 5.43 \text{ Kg/cm}^2 \{ 210 * 210 - 77 * 97 \} / 1000 = 198.9 \text{ ton}$$

$$a = 40 \quad (\text{for interior})$$

$$bc = 50 / 30 = 1.67 \geq 1 \quad (\text{long side / short side})$$

$$b_o = 2 \times (77 + 97) = 348 \text{ cm}$$

The punching shear strength is the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{bc} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.366 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{a}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.616 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.33 \sqrt{f'_c} b_o d \dots \text{Control}$$

$$V_c = 0.33 \times \sqrt{30} \times 3480 \times 470 / 1000 = 298.3t$$

$$\phi V_c = 0.75 * 298.3 = 223.73 \text{ ton} > 198.9 \text{ ton} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Take $d = 47\text{cm}$ & $h = 55\text{cm}$

4.9.4 Bending Moment Design

@ section (A-A)

Critical section at the face of column

$$Mu = (5.43 \text{ kg/cm}^2 / 1000) * (90/2 * 100) * 210\text{cm} * 90\text{cm} = 46.2\text{t.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{46.2\text{t.m} \times 10^5}{0.9 \times 210\text{cm} \times 47^2} = 11.1\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16.5$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{f_y}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 11.1}{4200}} \right) = 0.0027$$

$$A_{s\text{req.}} = 0.0027 * 210 * 47 = 26.65 \text{ cm}^2$$

Use 18 Φ 14 $A_{s\text{pro.}} = 27.72 \text{ cm}^2$

@ section (C-C)

Critical section at the face of column

$$Mu = (5.43\text{kg/cm}^2 / 1000) * (80/2 * 100) * 210\text{cm} * 80\text{cm} = 36.5\text{t.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{36.5\text{t.m} \times 10^5}{0.8 \times 210\text{cm} \times 47^2} = 9.8\text{kg} / \text{cm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 30} = 16.5$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.5 \times 9.8}{4200}} \right) = 0.0024$$

$$A_{sreq.} = 0.0027 * 210 * 47 = 23.69 \text{ cm}^2$$

Use 16 Φ14 $A_{spro.} = 24.64 \text{ cm}^2$

4.9.5 Design Dowels

$$j P_n = j (0.85 f_c' A_g) \geq P_u$$

$$= 0.7 * 0.85 * (300/1000) * 50 * 30 = 267.75 \text{ ton} \geq 239.6 \text{ ton}$$

$$\text{Excess } P_u = 267.75 - 239.6 = 28.15 \text{ t}$$

$$A_{sreq.} = 28.15 / (\phi * F_y)$$

$$= 28.15 / (0.7 * 420) = 9.57 \text{ cm}^2$$

More correctly:

$$A_{s_{req}} = \frac{P_u(\text{Excess})}{j (f_y - 0.85 f_c')} = \frac{28.15}{0.7 \times (4.2 - 0.85 \times 0.3)} = 10.2 \text{ cm}^2$$

Use Φ16 , $10.2/2.01 = 5.07$ bars

Use 6 Φ16 , $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

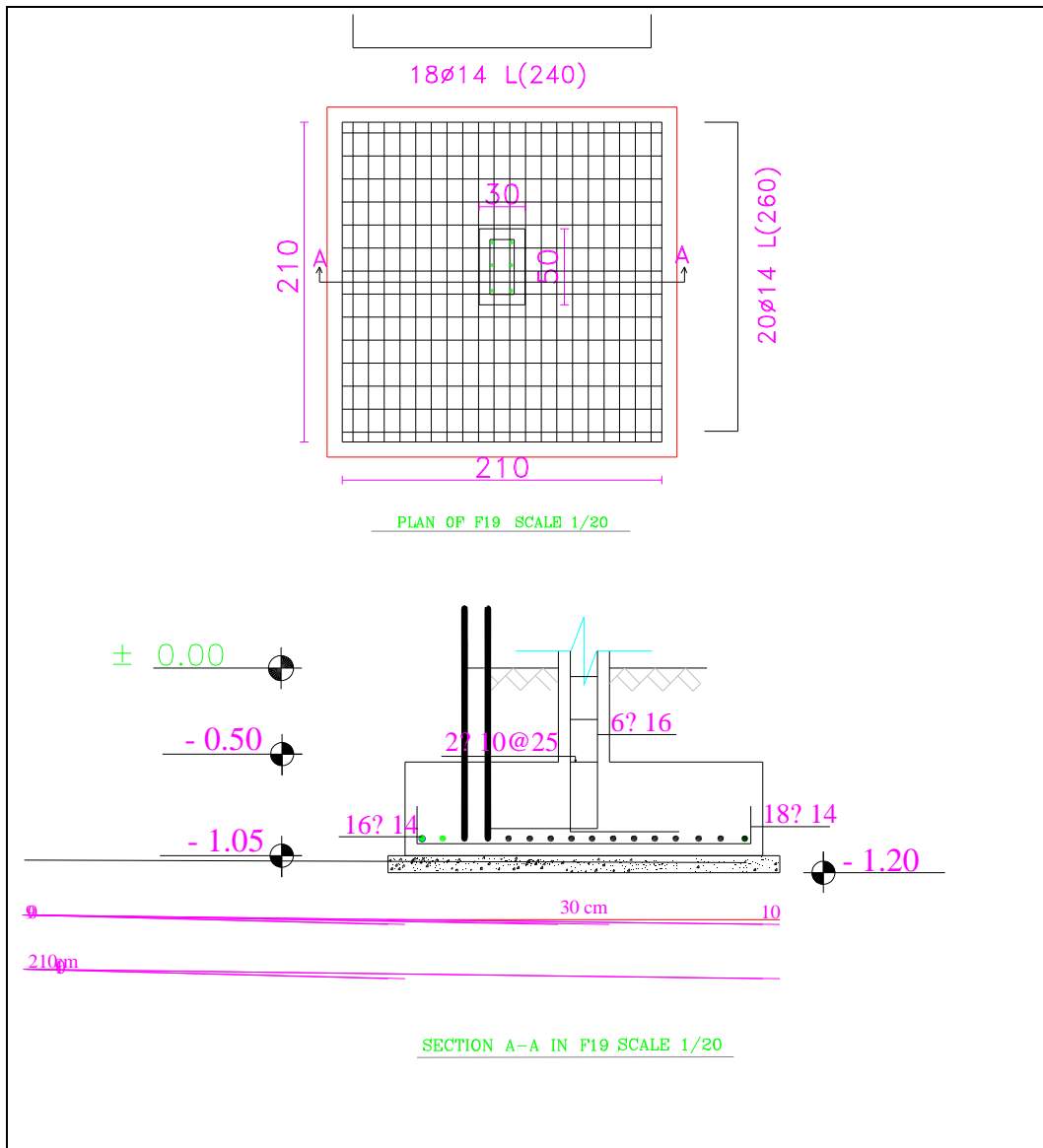
Development length:

$$L_d = \frac{420}{4 \times \sqrt{30}} \times 1.6 = 30.7 \text{ cm} \text{ but not less than}$$

$$L_{db} = 0.044 * 420 * db = 29.6 \geq 20 \text{ cm}$$

$$L_d = L_{db} = 20 * 1.6 = 32 \text{ cm}$$

Available $L = 55 - 7 - 2 * 2 - 2 * 1.6 = 40.8 \text{ cm} > 32 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$



Fig(4.29):Detail of foundation

Table Num 7: Footings

Footings NO	Dimensions		Height	Reinforcement		
	Width	Length		Long Direction	Short direction	Size
F1	70	90	40	6	5	F12
F2	105	85	40	7	6	F12
F3	90	110	40	7	6	F12
F4	85	105	40	7	6	F12
F5	95	75	40	6	5	F12
F6	120	100	40	8	7	F12
F7	90	90	40	6	6	F12
F8	60	80	40	5	4	F12
F9	115	75	40	8	5	F12
F10	130	150	40	10	9	F12
F11	125	100	40	8	8	F12
F12	135	155	40	10	9	F12
F13	130	160	40	10	9	F12
F14	140	170	40	11	9	F12
F15	135	95	40	9	6	F12
F16	75	75	40	6	5	F12
F17	115	95	40	8	6	F12
F18	110	130	40	9	7	F12
F19	210	210	55	20	18	F14
F20	145	165	40	11	9	F12
F21	155	125	45	10	8	F12
F22	195	165	45	14	12	F12
F23	115	135	40	9	8	F12
F24	70	50	40	5	4	F12

F25	105	125	40	8	7	F12
F26	210	160	50	17	14	F12
F27	195	155	45	14	12	F12
F28	205	225	60	21	20	F12
F29	130	150	40	10	9	F12
F30	175	165	55	19	17	F12
F31	170	190	45	14	12	F12
F32	140	120	40	9	8	F12
F33	160	170	45	13	12	F12
F34	110	130	40	9	7	F12
F35	130	130	40	10	9	F12
F36	115	75	40	8	5	F12
F37	145	105	40	9	7	F12

4.10 Retaining wall Design

4.10.1 Load calculation

$g_{\text{soil}} = 1.8 \text{ t/m}^3$ (Unit weight of the soil)

$\theta = 28^\circ$

$k_s = 0.53$

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$

$f_y = 420 \text{ Mpa}$

$h = 3.05 \text{ m}$ (Height of the retaining wall)

$L.L = 0.25 \text{ t/m}^2$

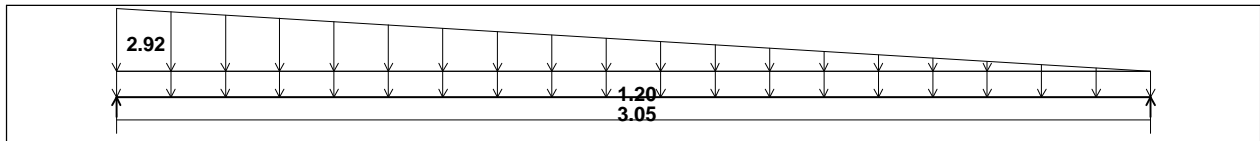
$D.L = 0.87 \text{ t/m}^2$ (from floor).

$$e = k * g_{soil} * h$$

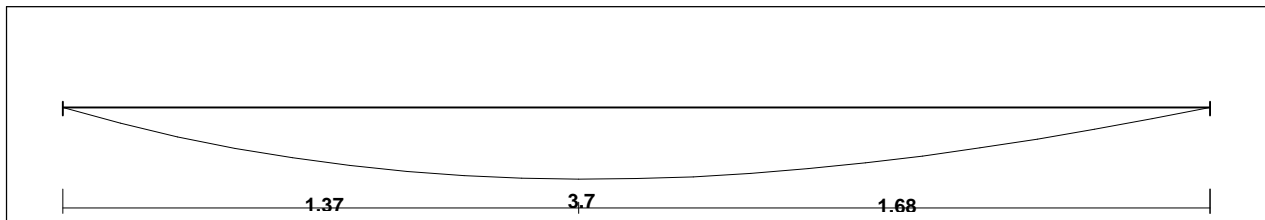
$$e = 0.53 * 1.8 * 3.05 = 2.92 \text{ t/m}^2 \text{ (for 1m strip)}$$

$$e_p = k_s * (L.L + D.L)$$

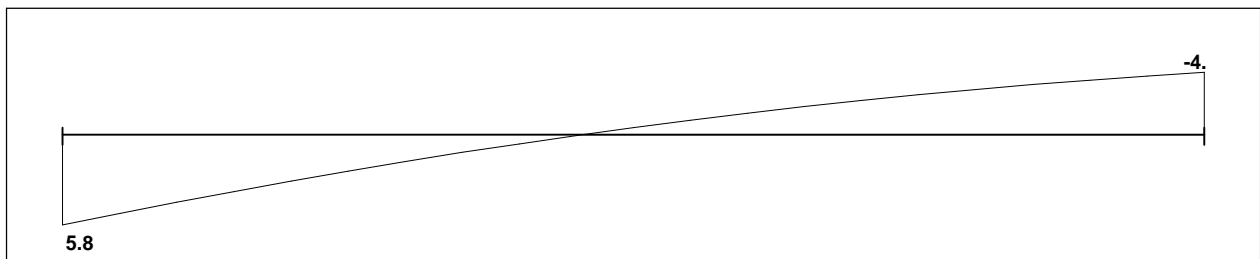
$$e_p = 0.53 * (0.25 + 0.87 + 1.15) = 1.2 \text{ t/m}^2$$



Fig(4.30): Load on the retaining wall



Fig(4.31): Moment diagram of the retaining wall



Fig(4.32): Shear diagram of the retaining wall

4.10.2 Thickness of retaining wall

assume $h = 30$ cm

$$d = 30 - 4 - 1 - 1 = 24 \text{ cm.}$$

To determine r_{max} :-

Try $r = 0.5 r_{max}$

$$\frac{0.003}{x_{max}} = \frac{0.004 + 0.003}{24}$$

$$\rightarrow x_{max} = 10.3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow a_{max} = 10.3 * 0.85 = 8.755 \text{ cm}$$

$$\rightarrow C = 0.85 * f_c' * a * b$$

$$C = 0.85 * 0.30 * 8.76 * 100 = 223.38 \text{ ton.}$$

$$Mn = T \text{ or } C * (d - a/2)$$

$$Mn = 223.38 * \frac{(24 - 8.76/2)}{100} = 43.8 \text{ t.m}$$

$$Rn_{max} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{43.8 \text{ t.m} \times 10^5}{100 \times 24^2} = 76 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_{max} = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{\frac{1 - 2 Rn}{0.88 * f_c'}} \right)$$

$$r_{max} = \frac{0.85 * 30}{420} \left(1 - \sqrt{\frac{1 - (2 * 76)}{0.88 * 300}} \right) = 0.022$$

$$r = .5 r_{max} = 0.5 * 0.022 = 0.011$$

Check the depth (d)

$$Rn = r * f_y \left[1 - \frac{r.m}{2} \right]$$

$$Rn = 0.011 * 420 \left[1 - \frac{0.011 * 16.5}{2} \right]$$

$$Rn = 4.2 \text{ Mpa} = 42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{Mn}{f} = b.d^2.Rn$$

$$\frac{3.6 * 10^5}{0.9} = 100 * d^2 * 42$$

$$d = 9.7 \text{ cm}$$

$\therefore h = 30 \text{ cm}$ is correct

take $h = 30 \text{ cm}$

4.10.3 Determination of steel area

- **Vertical:**

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} \times 24 \times 100 \geq \frac{1.4}{420} \times 100 \times 24$$
$$= 7.82 \text{ cm}^2 \geq 8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s_{\min}} = 8 \text{ cm} \text{ (is control)}$$

$$Mu = 3.6 \text{ t.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3.6 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 24^2} = 6.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6.94 \times 16.5}{4200}} \right) = 0.0017$$

$$As = 0.0017 \times 100 \times 24 = 4.08 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s_{\min}} \rightarrow \text{use } A_{s_{\text{req}}} = 8 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\Rightarrow \text{use } 4f16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{use } 4f16 @ 25 \text{ cm}$$

Use $\Phi 16 @ 25 \text{ cm}$

- **In the other direction (Horizontal) provide shrinkage and temperature reinforcement.**

$$r = 0.0018$$

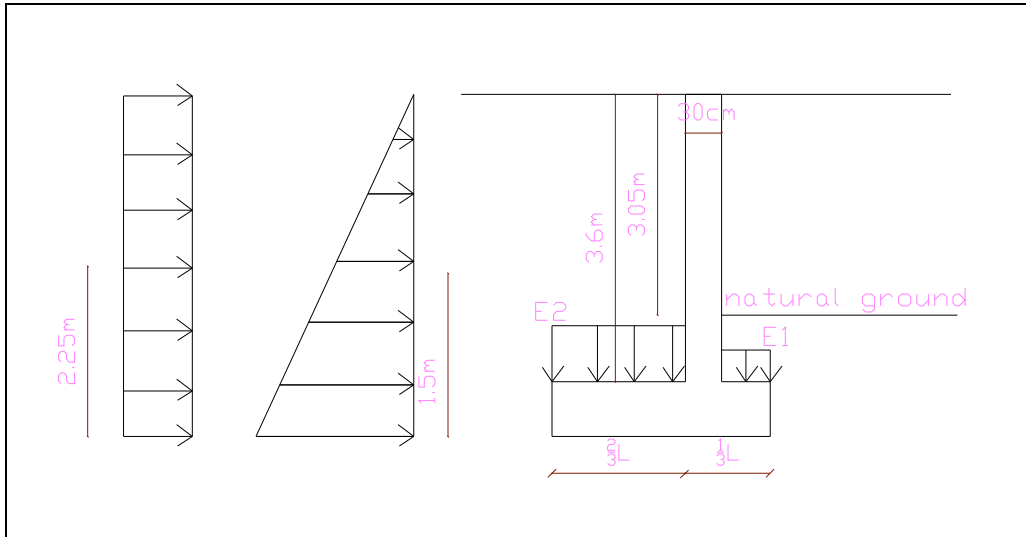
$$As = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{use } 5f12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Use $\Phi 12 @ 20 \text{ cm}$ (in two layer)

4.10.4 Design footing of retaining wall

4.10.4.1 Determination length of footing



Fig(4.33):Load on the retaining wall

$$h_p = (0.1 \dots \dots \dots 0.12) * H$$

$$h = 3.05 + 1 = 4.05$$

$$h_p = 4.05 * 0.1 = 0.405\text{m}$$

→use $H = 45 \text{ cm}$

estimation of length of footing:

Design over turning effect the length of foundation:

$$E = 2.92 * (3.05/2) = 4.45 \text{ t}$$

$$E_p = 1.2 * 3.06 = 3.7 \text{ t}$$

$$W_w = 0.30 * 3.6 * 2.4 * 1 = 2.6$$

$$W_f = 0.45 * L * 2.4 = 1.1L$$

$$W_{e1} = g * h = 0.99$$

$$W_{E1} = 0.99 * \frac{1}{3} L$$

$$W_{e2} = g * h = 1.8 * 3.61 = 6.5$$

$$W_{E2} = 6.5 * \left(\frac{2}{3} L - 0.30\right)$$

→over turning moment:

$$M_o = E_s * 1.5 + E_p * 2.25$$

$$M = 4.5 * 1.5 + 3.7 * 2.25 = 15.1 \text{ t.m}$$

→standing moment:

$$M_s = \left\langle \begin{aligned} &W_w \left(0.15 + \frac{1}{3} L\right) + W_f \left(\frac{1}{2} L\right) + W_{E1} \left(0.5 * \frac{1}{3} L\right) + W_{E2} \left[\left(\frac{2}{3} L - 0.3\right) * 0.5 + 0.3 + \frac{1}{3} L\right] \\ &+ 4.31 * 4.05 + 3.83 * 0.45 \end{aligned} \right\rangle$$

$$M_s = \left\langle \begin{aligned} &2.6 \left(0.15 + \frac{1}{3} L\right) + 1.1 \left(\frac{1}{2} L\right) + \left(0.99 * \frac{1}{3} L\right) \left(0.5 * \frac{1}{3} L\right) + 6.5 * \left(\frac{2}{3} L - 0.3\right) \left[\left(\frac{2}{3} L - 0.3\right) * 0.5 + 0.3 + \frac{1}{3} L\right] \\ &+ 17.5 + 1.7 \end{aligned} \right\rangle$$

$$M_s = 19.3 + 0.25L + 3.45L^2$$

$$M_s = 2M_o$$

$$M_s = 2 * 15.1 = 30.2 \text{ t.m}$$

$$M_s = 19.3 + 0.25L + 3.45L^2 = 30.2 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow L = 1.8 \text{ m}$$

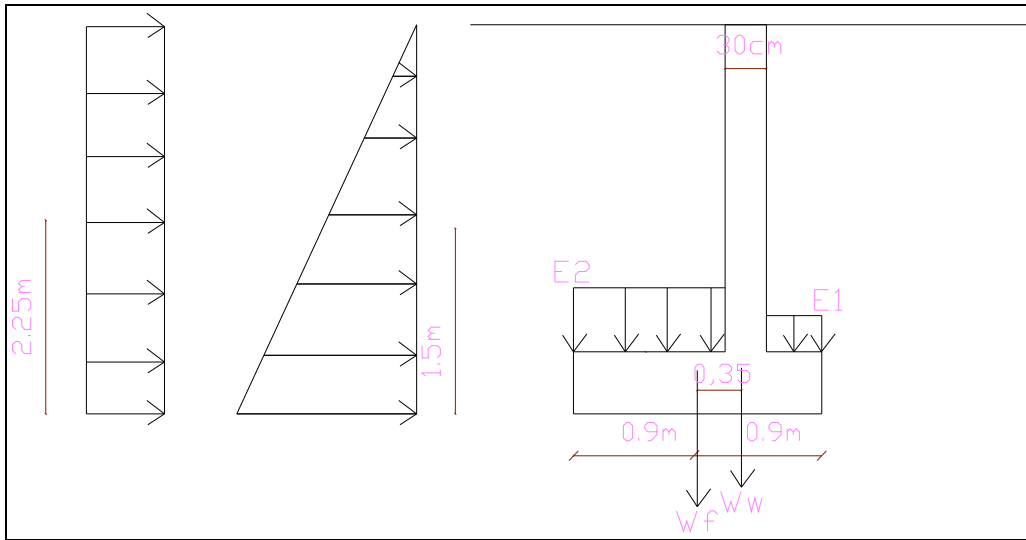
4.10.4.2 Bearing capacity:

Vertical forces:

$$V = \sum Fy + \downarrow$$

$$V = W_w + W_f + W_{E1} + W_{E2}$$

$$V = 2.6 + 1.98 + 0.594 + 5.85 = 11 \text{ ton}$$



Fig(4.34):Bearing Capacity

Horizontal forces:

$$H = \sum Fx \rightarrow$$

$$H = E_o + E_{op} - 4.31 - 3.83$$

$$H = 4.45 + 3.7 - 4.31 - 3.83 = 0.01 \text{ ton}$$

$$M_R = \sum M \downarrow$$

$$M_R = \left[(4.5 * 1.5) + (3.7 * 2.25) + (2.6 * 0.35) + 0.59 * 0.4 * (0.4 * 0.5 + 0.5) - 5.85 * 1.1(1.1 * 0.5 - 0.2) \right]$$

$$\left[-4.31 * 3.8 - 3.83 * 0.225 \right]$$

$$M_R = -3.3$$

$$e = \frac{M}{V} = \frac{3.3}{11} = 0.3$$

$$e \leq \frac{b}{6} = 0.3 \text{ ok.}$$

$$s_B = \frac{2 * V}{3 * C * by}$$

$$C = \frac{bx}{2} - e = \frac{1.8}{2} - 0.3 = 0.6$$

$$s_B = \frac{2 * 11}{3 * 0.6 * 1} = 12.2 \text{ t} \setminus m^2$$

$$s_B = 12.2 \text{ t} \setminus m^2 < s_{ball} = 40 \text{ t} \setminus m^2 \quad ok.$$

Resultant vertical forces:

$$V_R = \sum Fy + \downarrow$$

$$V_R = 1.2(W_W + W_F) + 1.6(W_{E1} + W_{E2})$$

$$V_R = 1.2(2.6 + 1.98) + 1.6(0.594 + 5.85) = 15.81 \text{ ton}$$

Resultant horizontal forces:

$$V_h = \sum Fx \rightarrow$$

$$V_h = (E_o + E_{oP} - 4.31 - 3.83) * 1.6$$

$$V_h = (4.45 + 3.7 - 4.31 - 3.83) * 1.6 = 0.016 \text{ ton}$$

$$M_R = \sum M \updownarrow$$

$$M_R = \left[(1.6 * 4.5 * 1.5) + (1.6 * 3.7 * 2.25) + (1.6 * 2.6 * 0.35) + \langle (1.6 * 0.59 * 0.4) * (0.4 * 0.5 + 0.5) \rangle \right]$$

$$\left[- (1.6 * 5.85 * 1.1) * (1.1 * 0.5 - 0.2) \right] - (1.2 * 4.31 * 3.8) - (1.2 * 3.83 * 0.225)$$

$$M_R = 1.23$$

$$e_x = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e_x = \frac{1.23}{15.81} = 0.078 < \frac{a}{b} = \frac{1.80}{6} = 0.3 \Rightarrow ok.$$

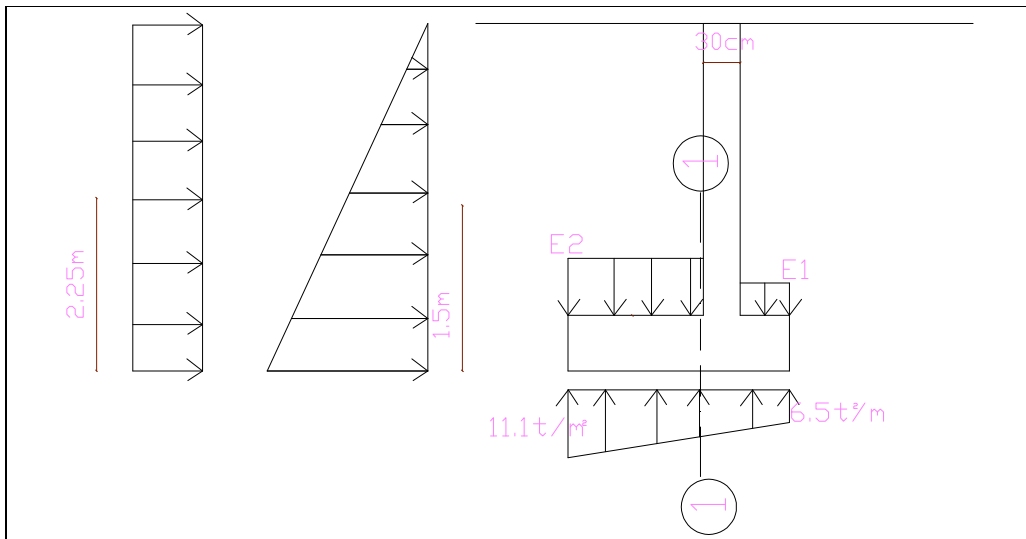
$$s_{b1} = \frac{p_u}{a*b} \left[1 - \frac{6*e}{a} \right]$$

$$s_{b1} = \frac{15.81}{1.8*1} \left[1 - \frac{6*0.078}{1.8} \right] = 6.5 \text{ t/m}^2.$$

$$s_{b2} = \frac{p_u}{a*b} \left[1 + \frac{6*e}{a} \right]$$

$$s_{b2} = \frac{15.81}{1.8*1} \left[1 + \frac{6*0.078}{1.8} \right] = 11.1 \text{ t/m}^2$$

Design section(1-1):



Fig(4.35):Section 1-1

Bearing pressure ordinate of section(1-1):

$$(11.1-6.5)*(0.7/1.8)+6.5 = 8.3 \text{ t/m}^2$$

M_u @ section (1-1):

$$M_u = (8.3*1.1*0.55*1) + (11.1-8.3)*1.1*0.55*1 - (5.85*1.1*0.55*1)$$

$$M_u = 3.21 \text{ t.m}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 45-7-1-1 = 36 \text{ cm}$$

$$m = 16.5$$

$$Mn = 3.21/0.9 = 3.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{3.6 \times 10^5}{180 \times 36^2} = 1.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.54 \times 16.5}{4200}} \right) = 0.00037$$

$$As_{req} = 0.00037 \times 180 \times 36 = 2.4 \text{ cm}^2 / m$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \times \sqrt{30}}{420} \times 36 \times 180 \geq \frac{1.4}{420} \times 180 \times 36$$

$$= 21.1 \text{ cm}^2 / m \geq 21.6 \text{ cm}^2 / m$$

$$\Rightarrow As_{min} = 21.6 \text{ cm} \text{ (is control)}$$

$$\Rightarrow 1.3 * As_{req} = 1.3 * 2.4 = 3.12 < 21.6 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{use } As = 21.6 \text{ cm}^2 / m$$

$$\Rightarrow \text{use } 9f18 = 22.11 \text{ cm}^2 / m$$

$$\Rightarrow \text{use } f18 @ 10\text{cm} \text{ (for short direction)}$$

For long direction:

$$As = 0.0018 * 100 * 45 = 8.1 \text{ cm}^2/m$$

$$\text{Use } 6\Phi 14 = 9.24$$

$$\text{Use } \Phi 14 @ 15\text{cm}$$

4.11 Design of shear

4.11.1 Weight of the building:

$$\text{Weight of one floor} = 6135.7 \text{ KN}$$

$$\text{Weight of the building} = 6135.7 * 4 = 24542.8 \text{ KN}$$

$$R = 4.5$$

$$Z = 0.3 \dots \dots \dots (\text{Zone 3})$$

$$I = 1$$

$$Ca = 0.3$$

$$C_v = 0.3$$

$$h_n = 15.48\text{m}$$

$$C_t = 0.02$$

$$T = C_t(h_n)^{0.75}$$

$$T = 0.02(15.48)^{0.75} = 0.156$$

$$V = (C_v \cdot I \cdot W) / (R \cdot T)$$

$$V = (0.3 \cdot 1 \cdot W) / (4.5 \cdot 0.156) = 0.427W \dots \dots (1)$$

$$V = 2.5 \cdot C_a \cdot I \cdot W / R$$

$$V = 2.5 \cdot 0.3 \cdot 1 / 4.5 = 0.166W \dots \dots \dots (2) \Rightarrow (\text{Control})$$

$$V = 0.11 \cdot C_a \cdot I \cdot W$$

$$V = 0.11 \cdot 0.3 \cdot 1 \cdot W = 0.033W$$

$$\Rightarrow V = 0.166 \cdot 24542.8 = 4074.1 \text{ KN}$$

$$F_T = 0.07 \cdot T \cdot V$$

$$= 0.07 \cdot 0.156 \cdot 4074.1 = 44.5 \text{ KN}$$

$$F_x = \frac{(V - F_t)Wx \cdot hx}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

$$\Rightarrow F_1 = 387 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_2 = 774 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_3 = 1161 \text{ KN}$$

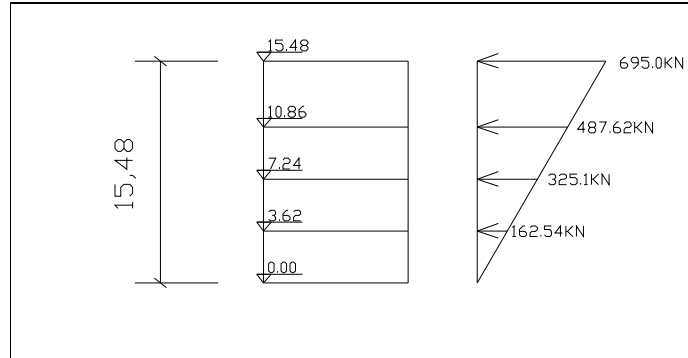
$$\Rightarrow F_4 = 1654.9 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F_o = 52.6 \text{ KN}$$

Table num 8: Moments of the shear

	W _o (KN)	H _o (m)	W _o ·h _o (KN.m)
	989.81	3.05	3018.92
	6135.7	3.62	22211.330
	6135.7	7.24	44422.47
	6135.71	10.86	66633.70
	6135.71	15.48	94980.79
Σ	25532.63	40.25	231267.11

Figure below shows horizontal forces on the south part of building:



Fig(4.36) Shear forces on the building:

Wall that carries the largest parts of these horizontal forces was determined with computer program called (MB_Software), then wall that had the largest part of load was chosen.

$$f_c' = 30\text{Mpa}$$

$$f_y = 420\text{Mpa}$$

$$L_w = 6.3\text{m}$$

assume thickness of wall = 30cm

4.11.2 Design of Concrete:

Internal forces & moments:-

$$V_u = 162.54 + 325.1 + 487.62 + 695.0 = 1670.3\text{KN}$$

$$M_u = 162.54 \cdot 3.62 + 325.1 \cdot 7.24 + 487.62 \cdot 10.86 + 695 \cdot 15.48 = 18996.3\text{KN.m}$$

$$P_u = 6.3 \cdot 0.3 \cdot 25 \cdot 15.48 \cdot 1.2 = 877.7\text{KN}$$

a) Design of plain concrete:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

$$j V_n = j \cdot 0.11 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot h$$

$$j V_n = 0.5 \cdot 0.11 \cdot \sqrt{30} \cdot 6300 \cdot 300 = 569.4\text{KN} < 1670.3\text{KN}$$

→ reinforced concrete

$$e = Mu/Pu$$

$$e = 18996.3/877.7 = 21.6 > b/6 = 6.3/6 = 1.05m$$

→ reinforced concrete

b) Design reinforced concrete:-

Design of shear:

$$Vu = 1670.3KN$$

$$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 6.3 = 5.04m$$

$$j Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{30} * 30 * 504 * \frac{100}{1000} = 1035.2 < Vu = 1670.3KN$$

shear reinforced must be required

$$j Vc + j Vs \geq Vu$$

$$1035.2 + j Vs \geq 1670.3$$

$$\Rightarrow j Vs = 1670.3 - 1035.2 = 635.1KN$$

$$j Vs = 0.75 * fy * d * \frac{Av}{s}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{j Vs}{0.75 * fy * d} = \frac{635.1 * 10^3}{0.75 * 420 * 5040} = 0.4cm$$

$$\left(\frac{Av}{s} \right)_{\min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 30 = 0.075cm$$

$$\frac{Av}{s} = 0.4cm > \left(\frac{Av}{s} \right)_{\min} = 0.075$$

$$S \min = \frac{Lw}{5} = \frac{630}{5} = 126cm$$

$$S \min = 3 * h = 3 * 30 = 90cm$$

$$S \min = 45cm \dots \Rightarrow \text{control}$$

→so try 2Φ16@10cm for horizontal reinforcement

$$\frac{Av}{s} = \frac{2 * 2.01}{10} = 0.402 > 0.4 = \left(\frac{Av}{s} \right)_{req}$$

→min vertical reinforcement:-

$$r_{\min} = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{hw}{Lw}\right)(rh - 0.0025)$$

(*rh*: horizontal reinforcement ratio).

$$rh = (2 * 2.01 * \frac{100}{15}) / (100 * 30) = 8.9 * 10^{-3}$$

$$r_{\min} = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{400}{630}\right)(9.2 * 10^{-3} - 0.0025)$$

$$r_{\min} = 0.0087$$

$A_{s\min} = 0.0087 * 100 = 26.1 \text{ cm}^2$. (for the two sides)

select $\Phi 14 @ 10c$ with $A_s = 15.4 \text{ cm}^2 > A_{s\text{ req}} = 13.05 \text{ cm}^2$

$A_{s\text{ req}(1)} = 26.1 / 2 = 13.05 \text{ cm}^2$ @ each side. (vertical)

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} = 0.0025h = 0.0025 * 30 = 0.075$$

$$\frac{2 * 2.01}{10} = 0.402c > 0.075 \text{ cm} \dots (\text{ok})$$

4.11.3 Design of moment:

a) Light loaded wall:

$$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 6.3 = 5.04 \text{ m}$$

$$Mu = 18996.3 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{Mu}{jbd^2} = \frac{18996 * 10^6}{0.9 * 300 * 5040^2} = 2.77 \text{ Mpa}$$

$$r_{\text{req}} = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn.m}{fy}} \right] = \frac{1}{16.5} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16.5 * 2.77}{420}} \right] = 0.0069$$

$A_{s\text{ req}} = 0.0069 * 30 * 504 = 104.33 \text{ cm}^2$ for each boundary.

b) Design as heavy loaded shear wall:-

The vertical reinforcement $\Phi 16@10\text{cm}$ will be considered.

A_s (vertical) = $\Phi 14@10\text{cm}$

$A_s(v) = 2 * 1.54 * 630 / 10 = 194.0\text{cm}^2$(very large)

→use A_s for light loaded shear wall = 104.33cm^2

$A_s = 10433\text{mm}^2$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \left[\frac{0.85 * B1 * f'c' * Lw * h}{A_s * fy} \right]} = \frac{1}{2 + \left[\frac{0.85 * 0.85 * 30 * 6300 * 300}{10433 * 420} \right]} = 0.088$$

$$M_1 = j * 0.5 * A_s * fy * Lw * \left(1 - \frac{Z}{Lw}\right)$$

$$M_1 = 0.9 * 0.5 * 10433 * 420 * 6300 * (1 - 0.088) = 1490.7\text{KN.m}$$

$$M_2 = Mu - M_1 = 18996.3 - 1490.7 = 17505.6\text{KN.m}.....(\text{for boundary})$$

$$Cw = h - 2 * (\text{cover}) - 1\Phi = 3 - (2 * 3) - 2 = 22\text{cm}$$

$$A_{s(\text{boundary})} = \frac{Mu}{j * fy * (Lw - Cw)}$$

$$A_{s(\text{boundary})} = \frac{17505.6 * 10^6}{0.9 * 420 * (6300 - 220)} = 76.2\text{cm}^2 \quad (\text{for each boundary})$$

→select $\Phi 30$ with $A_s = 7.07\text{cm}^2$

$76.2\text{cm}^2 / 7.07\text{cm}^2 = 10.78$ → select $11\Phi 30@$ each boundary.

الفصل الخامس

الملخص والاستنتاجات والتوصيات

1.5 ملخص المشروع:

في هذا المشروع تم إعداد المخططات الإنشائية الشاملة والتنفيذية لمشروع دار رعاية المسنين المراد إنشاؤها على أراضي الجمعية الأنطوانية في مدينة بيت لحم ، وتتكون الدار من طابقين وطابق تسوية بالإضافة إلى طابق الرووف كما هو ضمن فصل الوصف المعماري للمشروع ، وتبلغ المساحة الإجمالية للبناء حوالي 903.2 متر مربع ، وقد حصلنا على المخططات المعمارية من قبل مكتب المجموعة الهندسية.

وقد تم إعداد المخططات الإنشائية على أكبر قدر من التفاصيل الإنشائية لتسهيل عملية قراءة المخططات عند تنفيذ المبنى، وقد قدم في هذا البحث الخطوات التسلسلية المتبعة في عمليتي التحليل والتصميم .

حيث تم حساب الأحمال والأوزان للقوى الرأسية والأفقية ، ثم قدمت نتائج التحليل الإنشائي للعناصر المختلفة ، والحسابات الخاصة بعملية التصميم ، كما عرضت في هذا التقرير تفاصيل المقاطع الخرسانية وحديد التسليح لمختلف الأجزاء والعناصر الإنشائية للمبنى، من عقدات وجسور وأعمدة وقواعد وأدراج ، وقد تم اعتماد الكود الأمريكي في تصميم هذه العناصر .

2.5 الاستنتاجات:

ويمكن تلخيص أهم الاستنتاجات في هذا المشروع في النقاط التالية:

1. تم تصميم أساسات هذا المبنى باستخدام قوة تحمل للتربة مقدارها (4 كغم/ سنتيمتر مربع)، وتم استخدام قواعد مربعة منعزلة أسفل كل عمود، كما تم استخدام أساسات مستمرة أسفل الجدران .

2. نظرا لطبيعة الاستخدام الخاصة لهذا المبنى فقد تم أخذ قيمة الحمل الحي المؤثر عليه كقيمة متوسطة بين معدل الحمل الحي الواقع على المباني السكنية ومعدل الحمل الحي الواقع على المدارس ، حيث كانت قيمة الحمل الحي المستخدمة في التصميم (250 كغم/متر مربع).

3. أما بالنسبة لبرامج الحاسوب فقد تم استخدام برنامج (ATIR) لتصميم مختلف المقاطع الخرسانية مثل الجسور والأعصاب والأعمدة والأساسات وحساب كمية التسليح فيها، وقد تم استخدام الاوتوكاد 2006 لتنفيذ المخططات الإنشائية .

4. نظرا لخطورة قوى الزلازل والرياح على المنشآت وخصوصا المرتفعة منها، صمم هذا المبنى ليقاوم هذه القوى باستخدام نظام جدران القص التي تجعل المبنى متماسكا ومتكاتفًا وقد تم توزيع وتصميم جدران القص بحيث تؤدي الوظيفة المطلوبة منها وتحقيق متطلبات الكود .

3.5 التوصيات :

بعد استكمال هذا المشروع ، هناك بعض التوصيات التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند تنفيذ هذا المشروع .

1. هذا المشروع صمم إنشائيا لأربعة طوابق وتسوية بالإضافة إلى طابق الرووف حيث أخذ بعين الاعتبار إمكانية زيادة طابقين آخرين عما يراد تنفيذه حاليا.
2. وصى بضرورة وجود مهندس مشرف على التنفيذ من اجل ضمان عملية التنفيذ حسب ما ورد في المخططات المعمارية و الإنشائية.
3. عند إجراء أي تعديل معماري أو إنشائي على المخططات التنفيذية يجب مراجعة المصمم المسؤول عن المخططات.
4. يمكن تنفيذ المشروع في موقع آخر إذا لزم الأمر و لكن يجب الأخذ بعين الاعتبار إجراء فحص تربة التأسيس وإجراء التعديلات في التصاميم الإنشائية للقواعد بما يلائم مع النتائج المخبرية .

References

1. Arthur H. Nilsson, George Winter, Design Of Concrete Structures, Ninth Edition.
2. Chu-Kia Wang, Charles G. Salmon, Reinforced Concrete Design, Addison-Wesley, 1998.
3. ACI-318-02 Code, Building Engineer
4. Uniform Building Code Volume 2 ,1997