



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

2008年 2月
碩士學位論文

곡선형 띠장을 이용한 토류벽 공법의
적용성에 관한 연구

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

金 玄 泰

곡선형 띠장을 이용한 토류벽 공법의
적용성에 관한 연구

*An Experimental Study on the Applicability of Curved
Wale using Earth Retaining Structure*

2008年 2月

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

金 玄 泰

곡선형 띠장을 이용한 토류벽 공법의
적용성에 관한 연구

指導教授 安鍾弼

이 論文을 工學碩士 學位論文으로 提出함.

2007年 12月 日

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

金玄泰

金玄泰의 碩士學位 論文을 認准함

委員長 朝鮮大學校 教授 _____ (印)

委員 朝鮮大學校 教授 _____ (印)

委員 朝鮮大學校 教授 _____ (印)

2007年 12月 日

朝鮮大學校 大學院

목 차

표 차례	iii
그림 차례	v
Abstract	vii
제1장 서 론	01
1.1 연구개요 및 목적	01
1.2 연구배경 및 동향	02
1.3 연구방법 및 내용	04
제2장 토류벽 구조물의 이론적 배경	06
2.1 토류벽 구조물의 개요	06
2.1.1 지반굴착 방법 및 지보형식	06
2.1.2 토류벽 공법 및 차수공법	09
2.2 토류벽 구조물의 거동 및 토압	12
2.2.1 토류벽 구조물의 거동	12
2.2.2 토류벽 구조물에 작용하는 토압	14
2.3 토류벽 구조물의 해석방법	17
2.3.1 토류벽 구조물의 해석절차 및 유형	17
2.3.2 흙막이 벽체의 해석방법.....	18
2.3.3 흙막이 부재별 해석방법.....	22
제3장 곡선형 띠장을 이용한 토류벽의 해석방법	28
3.1 곡선형 띠장의 기본원리	28
3.1.1 곡선형 띠장의 개요	28
3.1.2 곡선형 띠장의 기본원리	29

3.1.3 곡선형 띠장의 이론적 고찰	30
3.2 곡선형 띠장의 해석방법	32
3.2.1 강재의 허용응력	32
3.2.2 곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법의 해석절차	34
3.3 곡선형 띠장을 적용한 토류벽 해석결과	35
3.3.1 곡선형 띠장의 중앙부 최대 허용변위량	35
3.3.2 곡선형 띠장의 저항모멘트 및 단부작용력	36
3.3.3 외력에 대한 곡선형 띠장의 구조 안전성검토	39
3.3.4 곡선형 띠장의 유효 지간길이 검토	44
제4장 적용 예 및 검토	50
4.1 해석단면의 제원 및 조건	50
4.2 굴착깊이에 따른 구조 안전성 검토 및 분석	52
4.2.1 일반형 띠장의 토류벽 검토	52
4.2.2 곡선형 띠장의 토류벽 검토	53
4.3 지반조건에 따른 구조 안전성 검토 및 분석	54
4.3.1 일반형 띠장의 토류벽 검토	54
4.3.2 곡선형 띠장의 토류벽 검토	56
제5장 분석 및 고찰	58
5.1 일반형 띠장과 곡선형 띠장 비교	58
5.2 굴착깊이에 따른 결과분석	59
5.3 지반조건에 따른 결과분석	60
제6장 결론	61
참 고 문 헌	62

표 차례

표 2-1 근입부의 수동토압 작용 폭	23
표 3-1 강재의 허용응력	33
표 3-2 곡선형 띠장의 검토조건	33
표 3-3 사용강재의 공학적 특성	33
표 3-4 곡선형 띠장의 중앙부 최대허용변위량(350*350)	35
표 3-5 곡선형 띠장의 단부작용력 및 저항모멘트(350*350)	37
표 3-6 작용외력에 따른 단계별 최대 휨모멘트	39
표 3-7 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안정성검토(350*350, Mu=40tf-m)	41
표 3-8 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안정성검토(350*350, Mu=65tf-m)	41
표 3-9 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안정성검토(350*350, Mu=90tf-m)	42
표 3-10 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안정성검토(350*350, Mu=115tf-m)	42
표 3-11 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안정성검토(350*350, Mu=140tf-m)	43
표 3-12 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안정성검토(350*350, Mu=165tf-m)	43
표 3-13 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안정성검토(350*350, Mu=190tf-m)	44
표 3-14 일반 띠장의 작용하중에 따른 유효 지간길이(단위t/m)	44
표 3-15 작용하중에 따른 곡선형 띠장의 유효 지간길이($\delta_{max}=1\text{cm}$, 단위:t/m)	44
표 3-16 작용하중에 따른 곡선형 띠장의 한계 지간 길이($\delta_{max} 3\text{cm}$)	44
표 3-17 작용하중에 따른 곡선형 띠장의 한계 지간 길이($\delta_{max} 5\text{cm}$)	44
표 3-18 변위량 및 설계지간에 따른 저항 하중증가량(350*350, 단위:t/m)	48
표 4-1 해석단면의 사용강재	51
표 4-2 해석단면의 지반조건	52
표 4-3 띠장의 허용 휨응력 및 허용 전단응력	52
표 4-4 일반형 띠장 토류벽공법의 작용력 및 모멘트 산정결과	53
표 4-5 일반형 띠장 토류벽공법의 구조 안전성 검토결과	53

표 4-6 곡선형 띠장 토류벽 공법의 굴착깊이별 작용력 및 모멘트 산정결과	54
표 4-7 곡선형 띠장 토류벽 공법의 구조 안전성 검토결과	54
표 4-8 해석단면의 각 지반별 조건 및 사용강재	55
표 4-9 일반형 띠장의 지반조건별 작용력 및 모멘트 산정결과	55
표 4-10 일반형 띠장의 지반조건별 구조 안전성 검토결과	56
표 4-11 곡선형 띠장 토류벽공법의 지반조건별 단면력 및 모멘트 산정결과	57
표 4-12 곡선형 띠장 토류벽공법의 지반조건별 구조 안전성 검토결과	57
표 5-1 작용하중에 따른 곡선형 띠장의 한계 지간 길이(δ_{\max} 5cm)	58

그림 차례

그림 2.1	지반 굴착공법의 종류	07
그림 2.2	흙막이 벽체의 지지구조	08
그림 2.3	흙막이 공법의 종류	09
그림 2.4	굴착으로 인한 배면지반의 거동	12
그림 2.5	토류벽의 굴착단계별 변형거동(Bowles,1988)	13
그림 2.6	Terzaghi와 Peck의 토압분포	14
그림 2.7	Tschebotarioff의 토압분포	15
그림 2.8	NAVFAC의 버팀보 지지벽에 대한 토압분포	16
그림 2.9	NAVFAC의 어스앵커 지지력에 대한 토압분포	16
그림 2.10	흙막이 가시설 행석시 검토 사항	17
그림 2.11	흙막이 벽체 해석방법의 유형	18
그림 2.12	단순보 해석법	19
그림 2.13	연속보 해석법	19
그림 2.14	간편법에 의한 지보재가 분담하는 하중 분포도	20
그림 2.15	탄성법의 개요도	21
그림 2.16	평형 근입깊이의 산정 방법	23
그림 2.17	가시설 토류벽에서 띠장의 역할	24
그림 2.18	띠장의 계산지간	26
그림 3.1	곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법의 개요도	29
그림 3.2	곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법의 기본원리	30
그림 3.3	곡선형 띠장의 등분포 하중 분포도	30
그림 3.4	곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법의 해석 절차	34
그림 3.5	사용강재별 허용인장응력	36
그림 3.6	강재의 종류 및 변위량에 따른 저항모멘트	38

그림 3.7 강재의 종류 및 변위량에 따른 단부 작용력	38
그림 3.8 작용 하중에 따른 일반 띠장의 유효 지간길이	45
그림 3.9 작용하중에 따른 곡선형 띠장의 유효 지간 길이(δ_{max} 1cm)	4
그림 3.10 작용하중에 따른 곡선형 띠장의 유효 지간 길이(δ_{max} 3cm)	4
그림 3.11 작용 하중에 따른 곡선형 띠장의 유효 지간길이(δ_{max} 5cm)	8
그림 3.12 변위량에 따른 저항 하중증가량(350*350)	49
그림 4.1 해석단면의 제원	50
그림 5.1 작용 하중에 따른 곡선형 띠장의 유효 지간길이(δ_{max} 5cm)	58
그림 5.2 굴착깊이에 따른 허용 휨응력비 비교	59
그림 5.3 굴착깊이에 따른 허용 전단응력비 검토	59
그림 5.4 지반조건에 따른 허용 휨응력비 검토	60
그림 5.5 지반조건에 따른 허용 전단응력비 검토	60

Abstract

An Experimental Study on the Applicability of Curved Wale using Earth Retaining Structure

Kim, Hyeon-Tae

Advisor : Prof. Ahn, Jong-Pil, Ph.D.

Department of civil engineering,

Graduate School of Chosun University

Establishing many struts in the existing earth retaining structure brings about the increase of construction cost as well as construction period.

There are many researches on the earth retaining structure and as a result, many new construction methods have been developed to be used in the field. However, the methods have limits to their application because of the secondary use of rigid materials and subsidiary materials. Consequently, it is urgently needed to develop new construction methods to satisfy construction, safety, and economical efficiency at the same time.

For this reason, this study analyzed the behavioral characteristics of the curved wale to complement such problems, and compared the virtual base and virtual section with the existing methods in order to examine

the application of actual base. Finally, the following results were obtained.

Based on the 10-meter curved wale, the rigid material of 350*350 had the max. allowable displacement of 5 cm in the center within allowable tensile stress. The max. transverse force was estimated at 16.25 tf and resisting moment, at 81.24 t-m.

The behavior of the curved wale was analyzed with the increment of random external force by step. While bending stress ratio was found to become more stable with the displacement of a curved beam, shear was less stable than bending stress. It suggests the need of shear reinforcement in the part of exceeding shear.

Available span length associated with applied load of general and curved wales was compared. The rise width of load which the curved wale could resist was increased 215%, compared with the general wale in the rigid material of 350*350.

After virtual section was established, the curved wale was applied. In the application of digging depth of 5~20m, the safety rate of allowable bending stress ratio was found to be increased average 3.53 times, and allowable shear stress ratio was found to be increased 1.23 times, compared with the existing method. On the other hand, the safety rate of bending stress by base condition was found to be increased 2.59 times, and allowable shear stress ratio was found to be increased 1.20 times, compared to the existing method.

제1장 서론

1.1 연구개요 및 목적

현대의 건설구조물은 도시화, 대형화, 밀집화 및 정밀화가 요구되고 있으며 특히 지하굴착에 있어 지하철, 지하상가 및 고층건물 등의 건설을 위해 도심지 내에서 굴착공사가 빈번히 이루어지고 있다. 도심지에서의 근접시공이 증가함에 따라 현장에 인접해 있는 건물이나 시설물 등의 피해사례가 증가하고 있는 실정이나 대부분의 경우 흠막이공사가 본체구조물 축조를 위한 가설구조물이라는 인식 때문에 이에 대한 지반조사의 소홀 및 설계, 시공의 중요성에 대한 이해부족으로 재산이나 인명피해 등 공사집행에 막대한 지장을 초래하고 있다.

토목 및 건축구조물의 지하구조체를 시공함에 있어 굴착공사가 반드시 수반되며 굴착공사는 주변의 안전을 유지시키면서 진행되어야 하므로 주변지반 안정유지에 필요한 흠막이공사가 필수적으로 선행되어야 한다. 지하굴착공사를 실시할 때 주변지반의 토사와 지하수의 유입을 방지하고 인접구조물을 보호하기 위하여 가설흠막이 구조물이 설치된다. 굴착지반에 설치되는 흠막이구조물의 설계시 중요한 사항은 굴착에 따른 주변지반의 거동과 흠막이구조물에 작용하는 토압, 수압 등은 지반의 상태뿐만 아니라 굴착의 방법과 공사의 진행방법에 따라서도 변화한다는 것이다.

기존 흠막이 가시설공법의 경우 버팀대를 수평 및 수직방향으로는 비교적 조밀하게 설치하여야 하기 때문에 작업공간의 활용도측면에서 문제가 될 뿐만 아니라 굴착장 내부에서의 장비운용 공간 및 안전관리에 큰 문제점이 발생되고 있다. 또한 다량의 버팀대 설치에 공사기간 뿐만 아니라 공사비용의 증가를 초래함으로써 비경제적인 측면을 안고 있다. 이에 따른 보완 공법으로 앵커시공에 의한 지지공법 형태를 적용 할 경우 도심지 굴착에서 사유지 침해 및 지장물의 파손을 초래할 수 있어 그 적용성에 한계가 있다.

이에 따라 기존 흠막이공법의 개선 및 공법연구가 활발히 진행되고 있으며 그 결과 많은 신공법들이 개발되어 현장에서 종종 사용되어지고 있다. 그러나 개발되고 있는 공법 또한 부차적인 강재 및 부자재 등의 사용으로 인하여 그 적용성에 한계가 있으며 현재까지 개발된 공법의 시공성, 안전성 및 경제성을 동시에 만족할 만한 공법연구가 되고 있지 않는 실정이다. 따라서 굴착공사의 증가에 따른 주변구조물의 피해사례와 막대한 가설재 사용으로 인한 강재수요량의 대폭적인 증가 및 비경제적인 흠막이 가시 설공사의 효율화를 위한 신 개념의 공법연구가 요구되고 있는 실정이다.

본 연구에서는 이러한 문제점을 보완하기 위하여 곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법을 제안하였다. 곡선형 띠장은 일반형 띠장과 달리 프리프렉스(preflex)된 부재의 고탄성력에 의한 아칭효과와 띠장 단부에서 버팀보와 띠장 축방향으로 가해지는 작용력(Axial 및 Transverse force)에 의해 설계 토압을 지지하는 구조로서 버팀보 설치개소를 최대한 감소시키고 굴착면내 작업공간의 활용이 극대화되는 장점을 지니고 있다.

본 연구에서는 이와 같은 곡선형 띠장을 토류벽 구조물에 적용하여 해석해 봄으로서 일반형 띠장 토류벽 공법과 곡선형 띠장 토류벽 공법의 비교 및 분석을 수행해 보고자 한다.

1.2 연구배경 및 동향

지하굴착의 대형화 및 도심도 굴착에 따른 가시설 토류벽 공법의 개선 및 연구가 현재까지 활발히 진행되고 있으며 굴착진행에 따른 안전성 및 경제성을 확보하는 노력은 끊임없이 이루어지고 있다. 굴착공법은 많은 시공경험과 시공장비의 현대화로 인하여 시공기술력은 발달 하였음에도 불구하고 공법의 개발 및 공법연구의 노력은 아직 부족한 실정이다.

현재까지 연구 개발된 흠막이공법에 대한 연구로는 버팀대에 유압용 잭을 이용하여 일정 크기의 선행하중을 작용시켜 흠막이벽을 배면방향으로 밀어준 후 굴착을 진행하는 “버팀대 선행하중공법”의 개발이 이루어져 있으며 이 방법은 버팀대에 소정의 축력을 작용시켜 지보재를 밀착시켜 주변지반의 침하량을 줄이고, 버팀대의 강성을 증가시

켜 벽체에 작용하는 휨응력이 감소되는 효과를 발휘한다. 기존 버팀대 굴착공법보다 간격을 비교적 넓게 할 수 있고, 지보재의 사용량을 감소시켜 공사비 절감과 함께 시공성을 향상하여 공기를 단축시키는 장점을 가지고 있다.

기존의 흙막이공법들은 대부분 본체구조물과 흙막이 구조물이 별개로 취급되어 설계·시공되었으나 근래에 개발되고 있는 공법들은 대부분 본체구조물의 일부 또는 전체를 지보공으로 사용하는 방법을 연구하는 추세이다. 그 대표적인 공법 중에 하나가 “지하구조물을 이용한 흙막이용 스트러트 공법”이다. 굴착공사가 진행 중일 때에는 철골보가 토압과 수압에 의한 축력을 받는 역할을 하고, 철골기둥이 이를 지지하는 역할을 하게 되는 공법이다. 이 공법은 버팀대용 구조물의 설치나 해체작업이 별도로 필요치 않아서 지하공사의 공정을 획기적으로 줄일 수 있는 공법으로 현장 적용 실적을 쌓고 있다.

근래에 신기술로 개발된 PS-II (prestressed wale method) 공법은 기존의 등단면 띠장재 대신에 이등 단면 띠장재에 cable이나 강봉을 장착하여 양단부에 소정의 prestress를 줌으로써 이때 발생하는 prestress에 의한 휨모멘트를 이용하여 토압에 저항하도록 하는 원리를 활용한 공법이다. 또한 PSHP (prestressed H-pile method) 공법은 엄지말뚝에 prestress를 도입하여 휨응력을 감소시켜 지지보의 수직간격을 넓힘으로써 기존 흙막이벽체용 엄지말뚝의 문제점을 보완하여, 양질의 본 구조체를 시공가능하게 하며, 흙막이 공사시 버팀 부재의 양을 줄여 줌으로써 공사비 절감을 가능하게 한 공법으로 평가받고 있다.

최근 개발된 IPS (Innovative Prestressed support System) 공법은 기존의 스트럿 대신 띠장에 케이블을 장착한 겹띠장을 설치하여 양단부에 소정의 프리스트레싱을 줌으로써 발생하는 프리스트레스 모멘트를 이용하여 토압에 저항하도록 하거나 띠장재의 중앙 소정부에 수직으로 압축력을 부여할 수 있는 구조를 적용하여 양단에 미치는 압축력이 동일하여 정중앙에 정확히 프리스트레스 모멘트가 가해지도록 하는 등 스트럿이나 어스앵커 설치 없이도 시공이 가능한 것으로 평가될 수 있으나 강선 배치용 장치 설치, 강선 정착구 설치, 인장작업 등 복잡한 작업단계와 과도한 부차적인 강제 수요가 많아 가시성 공사비 측면에서 그다지 경제적이라 할 수 없는 요소를 앓고 있다.

외국의 경우 일본의 (柱)大成建設과 (柱)大和クレス株式會社 및 ヒロサ建設(柱)에서 각각 “프리스트레스 띠장 공법” 등이 특허 등록된 것으로 나타났다.

일본의 “傾斜地の建物におけるアンカー併用の斜抗構法” 공법의 경우 경사지에 구축된 건물에 있어서 편토압을 받는 지하 계단부에 생기는 응력을 대폭적으로 절감하고 경제적인 설계가 가능해지는 경사지의 건물 구축방법을 제공에 관한 공법으로 특수지형을 대상으로 개발된 공법으로서 범용성을 다소 뒤떨어지는 것으로 평가되며, “水路等の開削土止め工法” 공법의 경우 안정성이 우수한 고강도의 토류벽을 효율적으로 시공될 수 있도록 토류벽을 수로 등의 지하구조물의 본체부에 이용함에 있어서 지하구조물을 짧은 기간에 축조할 수 있으나 지하구조물이 대규모화될 경우 그 적용성이 다소 떨어질 것으로 판단된다.

지금까지 가시설 토류벽 공법에 대해서 많은 실험과 연구개발이 거듭되어 왔음에도 불구하고 전반적인 문제점들을 대폭적으로 해소할 수 있는 시스템 개발이 아직은 미흡한 실정이다. 본 연구에서 적용하고자 하는 곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법은 토류벽에 곡선형 띠장을 설치하여 구속시키는 경우 외력에 의해 발생된 모멘트 및 전단력에 대해 강재의 복원력을 이용하여 흙막이 벽체의 안정성을 확보하는 것으로서 가시설 토류벽 공사의 시공성과 안정성 및 경제성을 향상시킬 수 있는 가능성을 충분히 갖추고 있는 것으로 사료된다.

1.3 연구방법 및 내용

본 연구에서는 곡률이 형성된 고탄성 H-beam을 이용하여 추가적인 강재의 사용이나 부수적인 강재의 사용 없이 프리프렉스(preflex)된 곡선형 띠장(wale)의 고탄성력에 의한 아칭효과와 띠장 단부에서 버팀보와 띠장 축방향으로 가해지는 작용력(Axial 및 Transverse force)에 의해 설계 토압을 지지함으로서 버팀보 설치개소를 최대한 감소시키고, 띠장의 시공 간격을 넓혀 작업장의 공간 확보 및 안전성 확보와 강재의 사용량을 대폭 줄일 수 있는 흙막이 공법에 대한 이론적 고찰과 해석 등을 수행하고, 기존의 일반공법과 비교 분석해 보고자 한다.

곡선형 띠장을 이용한 토류벽 공법의 연구를 위해 수행되어야 할 내용은 다음과 같다.

첫째, 기존 흠막이 가시설공법의 이론적 고찰을 통하여 기존공법의 문제점 도출 및 구조해석 과정을 분석한다.

둘째, 연구공법의 기본적인 메커니즘을 수립하고 공학적 방법을 통하여 이론적 배경을 정립한다.

셋째, 이론적 배경을 바탕으로 사용 강재의 종류 및 특성에 따른 곡선보제작의 한계 곡률반경을 산정하고 적용성 및 구조안정성 검토를 수행한다.

넷째, 제작된 곡선보의 외력에 대한 구조안정성 검토를 실시하고 사용강재별 외력에 대한 적용성을 검토한다.

다섯째, 기존의 흠막이 버팀공법과 본 연구공법의 구조안정성검토를 수행하여 기존공법과 본 연구 개발공법의 거동특성을 비교 평가한다.

여섯째, 흠막이 구조해석프로그램을 통해 지반조건, 굴착심도, 강재의 종류, 버팀대의 간격 등 다양한 현장조건을 검토하여 적용성을 제시한다.

일곱째, 기존의 흠막이 공법과 안전성을 비교 분석하여 실제 현장의 적용성을 검토한다.

제2장 토류벽 구조물의 이론적 배경

2.1 토류벽 구조물의 개요

굴착공사는 주변의 안전을 유지시키면서 진행되어야 하므로 주변지반 안정유지에 필요한 흠막이공사가 필수적으로 선행되어야 한다. 지하굴착공사를 실시할 때 주변지반의 토사와 지하수의 유입을 방지하고 인접구조물을 보호하기 위하여 가설흠막이 구조물이 설치된다. 굴착지반에 설치되는 흠막이구조물의 설계 시 중요한 사항은 굴착에 따른 주변지반의 거동과 흠막이구조물에 작용하는 토압, 수압 등은 지반의 상태 뿐만 아니라 굴착의 방법과 공사의 진행방법에 따라서도 변화한다는 것이다.

흠막이설계 계획은 안전성과 경제성이라는 서로 모순된 특성을 충분히 고려하여 실시하며 시공 중 변화에 대해서도 대처해야 한다. 이와 같이 흠막이는 터파기를 안전하게 하기 위한 것으로 지반조건, 굴착 깊이, 흠막이벽체의 강성, 지지시스템, 시공 방법 등과 같은 여러 요인에 영향을 받으므로 그 거동의 정확한 현상을 규명하는 것은 어려운 일이다. 본 절에서는 지반굴착 및 흠막이 공법과 기존연구의 지반 굴착에 따른 흠막이 공법, 토압이론, 흠막이벽의 해석방법, 굴착주변의 지반거동 및 특성에 대해 정리하였다.

2.1.1 지반굴착 방법 및 지보형식

지반굴착(Excavation Method)의 경우 굴착방법에 따라 크게 전단면굴착공법과 부분굴착공법으로 크게 구분 할 수 있다.

먼저 전단면굴착공법은 건물의 기초가 차지하는 범위 전역에 걸쳐 일제히 굴착을 하는 방법으로서 그림 2.1(a)에서와 같이 흠막이벽과 스트럿(Strut) 및 띠장(Wale) 등으로 측벽을 지지시켜 토사의 붕괴를 방지시키면서 굴착하는 가장 일반적인 방법이다.

다음으로 부분굴착공법은 그림 2.1(b)에서와 같이 굴착에 앞서 양측에 말뚝을 타입하

고 흙막이벽을 마련한 후 내측에 사면을 남겨두면서 내부를 굴착하게 되며, 소정의 깊이까지 굴착하면 중앙부에 건물의 기초부분을 먼저 설치한 후에 그 기초부분에서 경사 Strut을 설치하여 흙막이 역할을 할 수 있게 하는 공법이다.

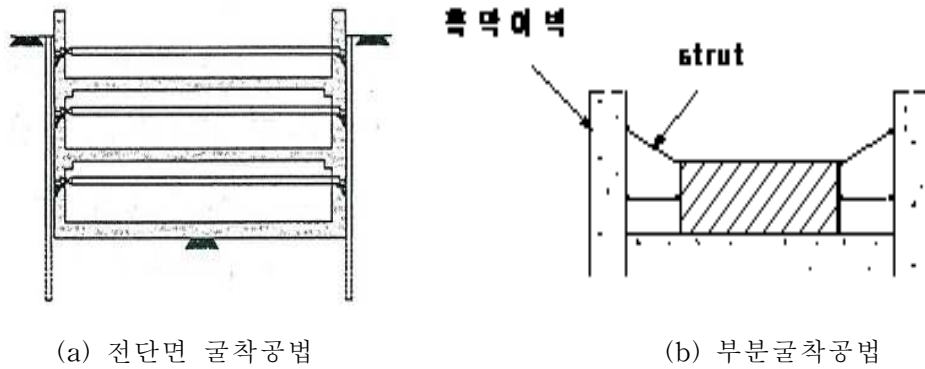


그림 2.1 지반 굴착공법의 종류

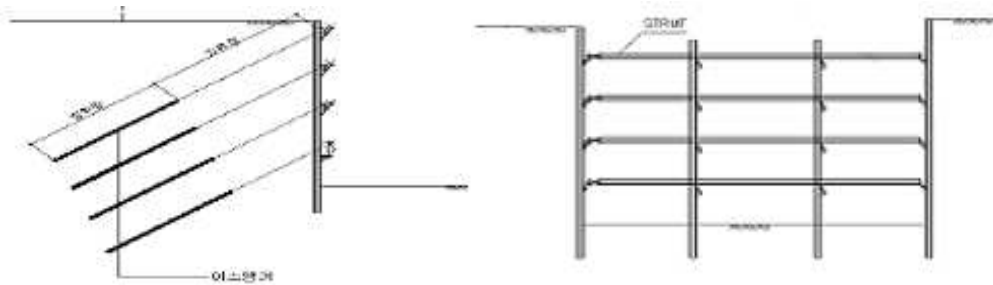
흙막이 벽체의 지지구조는 그림 2.2에서와 같이 버팀대 지지공법, 지반앵커공법 및 Raker 공법 등이 있다.

그림 2.2(b)의 버팀대 지지공법은 가장 일반적이며 많이 사용하는 공법으로 작용하는 토압을 버팀대의 압축력으로 저항하도록 하는 방법으로서 대형 굴착의 경우 많은 양의 강재 사용으로 인해 공사비가 증가하게 된다. 또한 이렇게 촘촘하게 배치된 버팀대는 굴착현장 내에서 중장비의 공사작업을 방해하는 매우 중대한 장애요인이 되고 있으며, 추후 구조물의 철근이나 거푸집 작업에 막대한 지장을 초래한다. 부수적으로 기둥과 버팀대 때문에 본 구조물에 생기는 수많은 구멍들은 완성된 지하구조물의 내구성과 방수성에 문제를 야기할 수도 있다.

그림 2.2(a)의 지반앵커공법은 가시설공법 중 버팀대가 없는 방법으로 지반앵커를 이용하여 강재 파일을 지지하는 공법이다. 내부 공간을 충분히 확보할 수 있어서 공사의 난이도가 개선되는 장점이 있다. 그러나 이 공법의 최대 단점은 복잡한 시내에서 적용될 경우 인접 지반을 침범할 수 없기 때문에 시공에 제한이 있고 대규모 굴착이 아닌

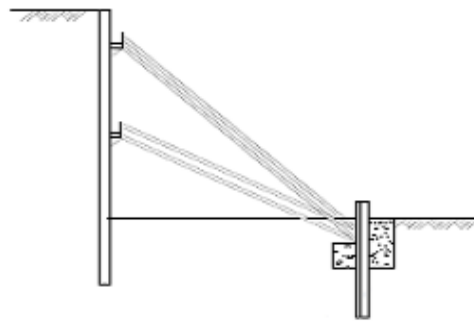
경우에는 공사비가 비싸다. 그래도 주변 여건이 허락되면 이 공법을 널리 사용하며 이는 공사비 증가에 따른 단점보다는 내부 구조물의 시공이 편리해진다는 장점이 더 크기 때문이다.

그림 2.2(c)의 Raker공법은 흙막이 벽을 시공한 다음 그 내측에 비탈면을 남기며 먼저 시공한 기초구조물에 반력을 가하고 흙막이 벽에 Raker 즉 경사 Strut을 설치하여 굴착을 진행하는 공법으로 시공이 간단하고 버팀공이 적게 소요되며, Raker가 짧음으로 수축이나 접합부의 유동이 적은 장점이 있다. 반면에 연약지반에서는 사면의 안정에 문제가 있으며 깊은 굴착에는 적합하지 않고, Raker의 구조물 시공시 공간이 좁고 작업성이 나쁘다는 단점이 있다.



(a) 지반앵커공법

(b) 버팀대 지지공법



(c) Raker공법

그림 2.2 흙막이 벽체의 지지구조

2.1.2 토류벽 공법 및 차수공법

일반적으로 흙막이 공법은 직접 흙에 접하는 부분의 흙막이벽과 이를 지지하는 지지공으로 구성된 구조물로서 여러 가지 종류가 사용되고 있다. 이들 중 어느 흙막이 공법을 채택할 것인가는 굴착의 규모와 시공조건 및 제반여건에 따라 결정된다. 그림 2.3은 주요 흙막이 공법으로서 엄지말뚝공법과 강널말뚝공법, 지하연속벽공법 및 S.C.W 공법을 보여주고 있다.

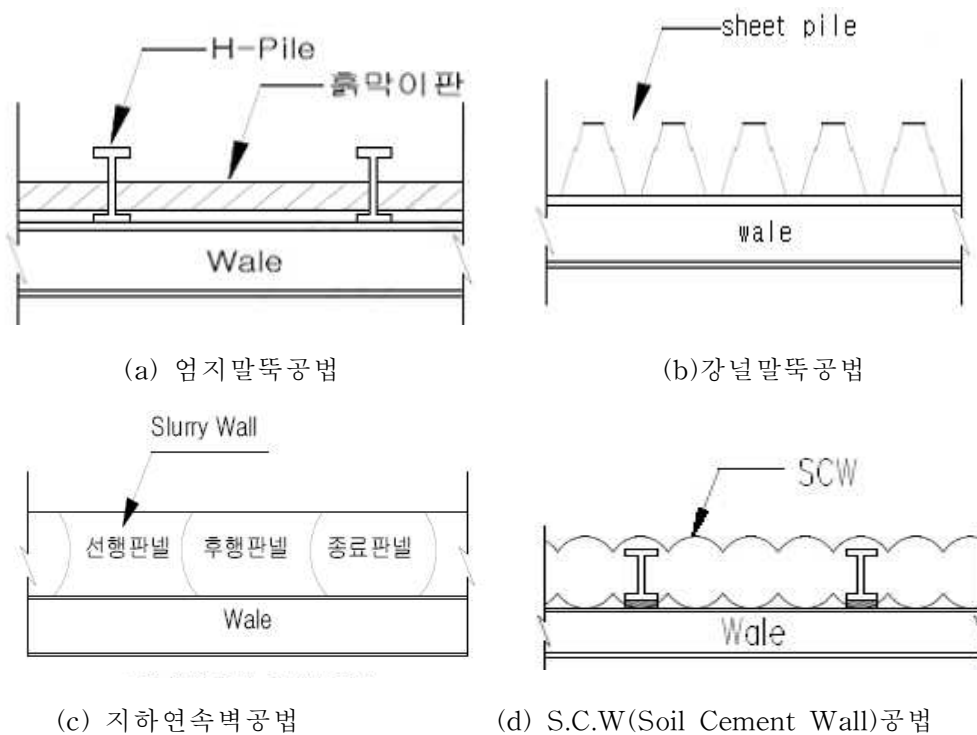


그림 2.3 흙막이공법의 종류

그림 2.3(a)는 엄지말뚝공법을 나타낸 것으로서 H형강(혹은 I형강)을 1~2m 간격으로 지중에 타설하거나 천공을 통하여 설치하고 말뚝 사이에 나무널판을 끼워 흙막이벽

을 형성하는 공법이다. 양질지반에 있어서 표준공법으로 널리 사용되고 있으나 차수성이 좋지 않고 굴착 저면 근입부의 연속성이 확보될 수 없는 등의 이유로 지하수위가 높은 지반이나 연약지반 등에 사용 시 지하수위저하공법, 생석회 말뚝공법 등의 보조공법에 의한 지반개량을 병용할 필요가 있다.

그림 2.3(b)는 강널말뚝공법의 시공예를 나타낸 것으로써 강널말뚝 흠막이공은 강널말뚝의 연결부를 물리개 하면서 연속하여 지중에 타설한 흠막이공이다. 일반적으로 U형 강널말뚝을 사용하는 경우가 많으며 차수성이 좋고 굴착 저면 근입부분의 연속성이 확보될 수 있기 때문에 지하수위가 높은 지반이나 연약지반에 일반적으로 사용된다. 그러나 타설시의 소음, 진동의 문제가 되는 경우에는 무소음·무진동 공법을 고려할 필요가 있다.

그림 2.3(c)는 지하연속벽공법을 나타낸 것으로서 벤토나이트(Bentonite)용액의 지반안정작용을 이용하여 지반을 굴착한 후 콘크리트를 타설하여 현장에서 철근콘크리트벽을 연속적으로 지중에 설치하는 흠막이공이다. 차수성과 굴착 저면하의 연속성 및 단면성능이 좋기 때문에 대규모 굴착공사 및 굴착으로 인한 피해가 예상되는 중요한 구조물에 인접한 공사, 연약지반공사 등에 적용된다. 본체구조물의 일부로도 이용될 수 있고 소음, 진동이 적은 것이 특징이다. 그러나 작업시간이 길고 작업대가 커지는 등의 이유로 본 공법의 채용시는 공비, 공기면에서 검토가 필요하다.

그림 2.3(d)는 S.C.W(Soil Cement Wall)공법을 나타낸 것으로서 일축 또는 삼축 오거(Auger)로 지반을 천공하고 오거 선단에서 시멘트 밀크(Cement milk)를 분출시키면서 원지반과 혼합 교반시켜 소일 시멘트(Soil Cement)벽체를 형성하는 공법이다. 연속벽체 차수 및 토류의 2중 역할을 충분히 할 수 있고 지중에 연속된 주열벽체가 형성되므로 차수 효과가 우수하나 두꺼운 자갈층과 침투수압이 있는 곳에서는 연직성이 유지하기 힘들어 차수성을 기대하기 어려우며 장비가 대형이어서 협소한 공간이나 연약지반에서 시공효율 및 경제성이 감소된다.

지반굴착에 따른 흠막이공에서 지반보강 및 차수공법은 일반적으로 흠막이벽체의 배면에 실시하며, 굴착배면 지반의 강도증대 및 차수성 증대 등의 목적으로 사용된다.

지하수위 이하에서의 지반굴착공사는 지하수를 어떻게 처리하느냐에 따라 공사의 난이도가 좌우되고 공기와 공사비 및 인접지반과 인접건물 등에 큰 영향을 미치기 때문에 지하수위가 높고 투수성이 좋은 지반 또는 피압 대수층이 존재하는 지반을 굴착할 경우에는 지하수의 처리를 충분히 검토하여야 한다. 투수층이라 함은 투수계수가 $1.0 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ 이상의 지층을 말하며, 투수계수가 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 이하의 지층에서는 유수방향으로 발달된 Sand Seam이 없으면 굴착을 해도 침투수에 의한 문제는 크지 않다.

지반굴착에 따른 지반보강 및 차수공법으로는 S.G.R(Space Grouting Rocket)공법과 L.W(Labileless Wasser glass)공법 등이 있으며 지반 내에 주입관을 삽입하고 이것을 통하여 약액 또는 주입재를 지중에 압송, 충전시켜 일정시간 경과 후 지반을 고결시키는 것을 말한다. 약액주입공법의 주목적은 토립자의 간극이나 지반속의 틈을 메워 지하수의 용수를 방지하고 압축, 압밀효과에 의하여 토립자 상호간의 점착력을 증가 시키므로써 연약지반의 강도를 증가시키는 것이며 또한 지반내 혹은 지반과 구조물과의 사이에서 발생된 간극이나 느슨함을 충전해서 지반 및 구조물의 변형을 방지하는데 있다.

S.G.R(Space Grouting Rocket) 공법은 이중관 로드엔 특수 선단 장치와 3조식 교반 장치를 갖추고 대상 지반 내에 유도공간(inducement space)을 형성하여 급결성과 완결성의 주입재를 저압에 의해 연속적으로 복합 주입하여 지반을 그라우팅하는 공법이다. L.W(Labileless Wasser glass)공법은 독일에서 개발한 후 일본에서 보완 L.W 또는 I.L.W로 부르기도 하며 일반적으로 L.W라 칭하는 것으로 그라우트재로서 주재료는 A용액이라고도 부르는 물유리 용액을 사용하고 경화제로는 B용액이라고도 부르는 시멘트 현탁액과 벤토나이트를 사용하여 지반속에 침투시켜 지반을 강화시키는 것을 말한다. 여기서 벤토나이트는 시멘트 입자가 침강하는 것을 막기 위해 사용한다.

2.2 토류벽 구조물의 거동 및 토압

2.2.1 토류벽 구조물의 거동

대부분의 흙막이구조물에 있어서 굴착으로 인하여 발생하는 변위와 침하는 토층조건 및 지하수위 위치에 큰 영향을 받는다. 또한 굴착규모 및 깊이, 지지 구조물의 강성, 프리스트레스 방식, 시공기술 수준 등 크게 영향을 주는 요소로 작용하고 있다.

이러한 요소가 복합적으로 관계함으로서 실제 공사현장에서 거동을 관찰하고 이론적인 예측치를 재검토하는 것이 가장 바람직하다. 모든 종류의 지지구조 특히 연성의 흙막이구조물은 토질강도가 변위 발생에 큰 영향을 미치게 된다고 볼 수 있다(Peck, 1969). 그림 2.4에서 굴착으로 인한 배면지반의 전형적인 거동 형태를 도시하였다.

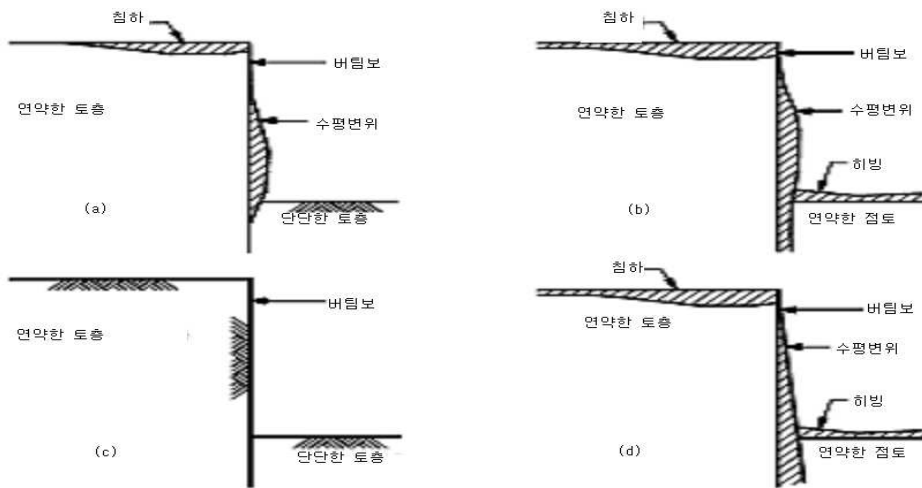


그림 2.4 굴착으로 인한 배면지반의 거동

그림 2.4(a)는 굴착바닥의 지반이 연성벽체(Flexible Wall)로 지지되고 있는 경우의 수평거동 상태를 나타낸 것이고 그림 2.4(b)는 전 지반이 연약한 경우, 굴착바닥면이

상부로 변위가 발생한 것을 보여 준 예 이다. 그림 2.4(c)와 그림 2.4(d)는 강성벽체 (Rigid Wall)로 지지된 경우의 형태이다. 유연 혹은 강성벽체의 경우 거동양상은 굴착이 진행되면서 다음 지지 구조물이 설치되기 전 이미 설치된 지지구조물 주변의 수평 변위와 지지구조물의 탄성변형 등에 의해 지배받는 것이 일반적으로 알려져 있다.

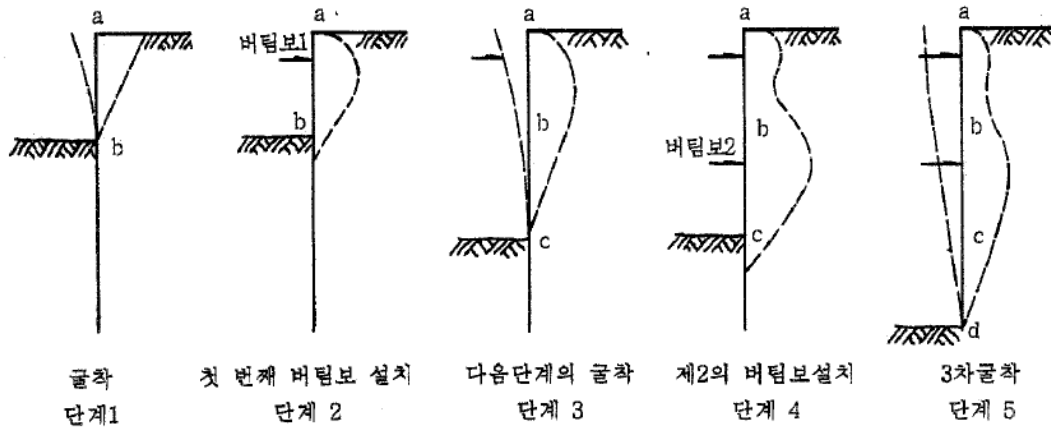


그림 2.5 토류벽의 굴착단계별 변형거동(Bowles, 1988)

토류벽의 굴착단계별 변형거동에 대하여 Bowles(1988)는 그림 2.5에서와 같이 이상화된 벽체 변형거동과 토압분포를 나타내었다. 그림 2.5의 단계 1에서 벽체는 주동토압을 받고 벽체는 항복을 일으킨다. 이때의 횡방향 변위는 흙과 캔틸레버벽체의 상호작용에 지배되며 F.E.M 기법으로 구할 수 있다. 다음으로 버팀대가 설치되면 단계 2와 같이 되며 이때 버팀대에 가해지는 힘은 단계 1에서와 같은 소성평형 상태의 흙에 변형을 일으킬 수 있는 힘 즉, 주동토압 보다 큰 힘이 작용해야 하므로 단계 1에서의 주동토압의 크기보다 증가하고 벽체에 가해지는 토압 역시 증가하게 된다.

단계 2에서 밑면을 굴착하면 b와 c사이에는 새로운 횡방향 변형이 발생하고 흙은 첫 단계 버팀대 뒤쪽의 영역으로부터 흙의 Creep 거동과 같이 b와 c사이의 변위 속으로 이동하려 하므로 버팀대의 하중은 감소할 것이다. 이경우가 단계 3으로서 이때의 토압은 불명확하나 버팀대 설치 전이므로 벽체의 변형거동으로 보아 단계 1에서와 같은 토

압으로 산정하여야 될 것이다.

다음 단계 3에서 두 번째 버팀대를 설치하고 첫 번째 버팀대를 긴장시키면 단계 4에서와 같은 토압분포를 얻을 수 있다. 이 경우 역시 경험토압과 큰 차이가 생기지는 않을 것이다. 단계 4에서 밀면 c에서 d로 굴착을 계속하면 단계 3에서와 같이 밀면 이하에 새로운 횡방향 변위가 발생되어 추가적인 지반손실이 발생한다. 위의 결과로 미루어 만일 벽체 배면에서 압력을 측정한다면 이 측정압력은 주로 버팀대의 하중에 직접적으로 관련될 뿐 단계 1, 단계 3 및 단계 5와 같이 벽체가 굴착방향으로 움직이는 경우의 실제토압과는 큰 관련이 없다는 것을 쉽게 알 수 있다.

2.2.2 토류벽 구조물에 작용하는 토압

토류벽에 작용하는 토압 중 강성벽체에 작용하는 토압은 Coulomb 또는 Rankine의 고전적인 토압이 이용되거나 도해법이 사용된다. 반면에 연성벽체에 작용하는 토압은 벽의 변형상태, 변형량 등에 크게 영향을 받기 때문에 이론적으로 구하기가 힘들어서 통상 Terzaghi와 Peck 및 Tschebotarioff에 의한 경험적 방법이 많이 이용되고 있다.

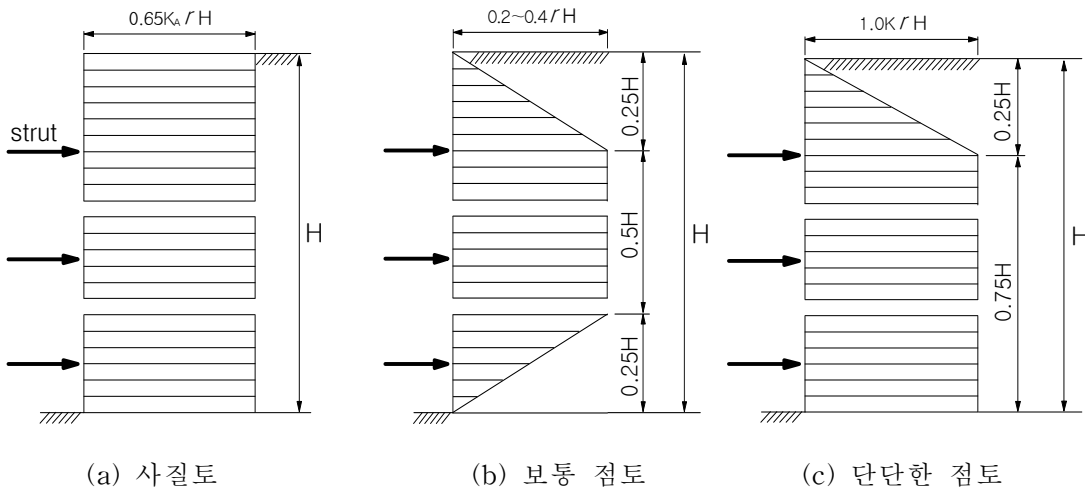


그림 2.6 Terzaghi와 Peck의 토압분포

Terzaghi와 Peck은 1941년 Strut 축력 계산치로부터 흙막이벽에 작용하는 토압분포를 경험적으로 제안하였으며 1967년에는 이 제안값을 다시 수정 제안하였다. 수정토압분포는 그림 2.6과 같다. 그림 2.6(a)는 사질토의 경우로 압력의 분포형태 및 K_A 의 값이 수정되었으며, 하부 Strut 하중을 중요시하여 계산하게 된다. 그림 2.6(b)는 연약점토 혹은 보통의 점성토지반에 설치된 흙막이벽의 토압분포를 나타내고 있다. 그림 2.6(c)는 균열이 있는 단단한 점토의 토압분포로서 전반적으로 연성벽체의 벽하부에 토압이 강성벽체에 비하여 매우 작게 작용하고 있음을 알 수 있다.

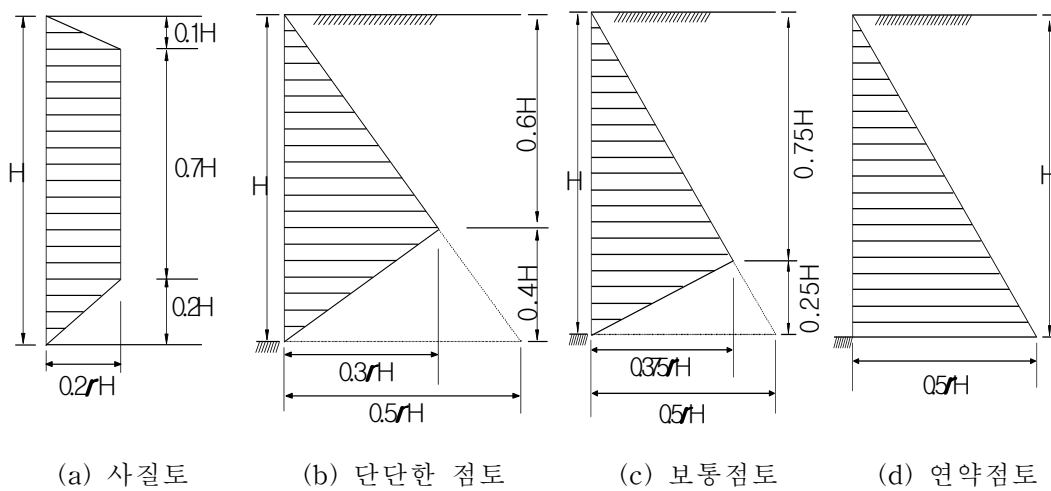
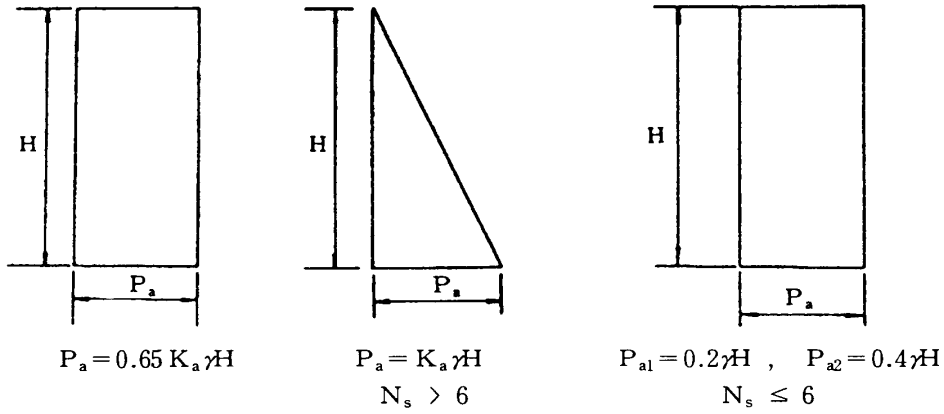


그림 2.7 Tschebotarioff의 토압분포

Tschebotarioff(1951)는 사질토와 점성토지반에서 토류벽에 작용하는 토압분포를 그림 2.7과 같이 제안하였다. 즉, 사질토는 사다리꼴 분포로, 점성토는 삼각형분포로 제안하였다. 점토지반의 하중분포는 정지토압계수 $K_0=0.5$ 를 사용하여 분포시켰다. 그러나 단단한 점토 및 보통점토의 경우는 굴착 저면 하부의 어느 높이 구간에서 부터 밑으로 가면서 토압이 직선적으로 감소하여 굴착 저면에서는 토압이 0이 되도록 토압분포를 수정하였다. Tschebotarioff는 이와 같은 토압의 감소를 굴착 저면의 상부에서 하부를 향한 전단응력의 전달 때문이라 설명하고 있다. 이 방법은 정지토압계수 K_0 를 사용하기 때문

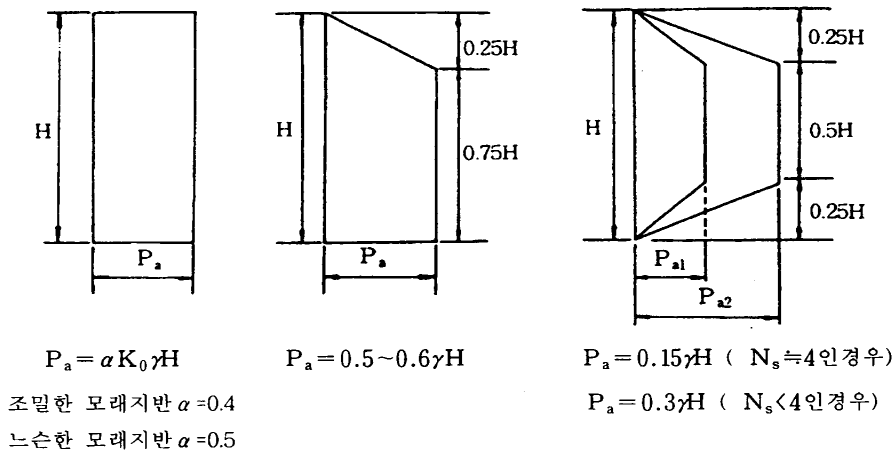
에 Terzaghi-Peck 방법에 대응하여 K_0 법이라고도 불린다.

NAVFAC(1982)의 Design Manual에서는 그림 2.8과 같이 버팀보로 지지된 흙막이벽에 작용하는 토압뿐만 아니라 그림 2.9에서와 같이 어스앵커로 지지된 흙막이벽에 대한 토압분포도 제시하고 있다.



(a) 모래지반 (b) 연약~중간점토지반 (c) 견고한 점토지반

그림 2.8 NAVFAC의 버팀보 지지벽에 대한 토압분포



(a) 모래지반 (b) 연약~중간점토지반 (c) 견고한 점토지반

그림 2.9 NAVFAC의 어스앵커 지지벽에 대한 토압분포

2.3 토류벽 구조물의 해석방법

2.3.1 토류벽 구조물의 해석절차 및 유형

흙막이 벽체는 지하구조물을 안전하고 원활하게 시공할 수 있도록 굴착벽면의 붕괴나 지하수유입 등을 방지하기 위하여 설치되는 구조물이기 때문에 안전성이나 시공성은 물론 경제성도 동시에 요구된다. 흙막이공은 일반적으로 흙막이 벽체, 띠장, 중간말뚝, 버팀대 또는 anchor 등의 부재로 구성되며 이러한 각 부재는 토질이나 지하수의 상태, 지하매설물, 주변조건 등을 충분히 조사하여 파악한 뒤에 설계해야 한다.

그림 2.10에서와 같이 흙막이 가시설의 설계시 기본적으로 검토해야 할 사항으로는 흙막이 벽의 안정성, 지보공의 안정성, 굴착저면의 안정성이 있으며, 도심지 굴착공사인 경우에는 주변 구조물에 대한 침하를 추가적으로 검토해야 한다.

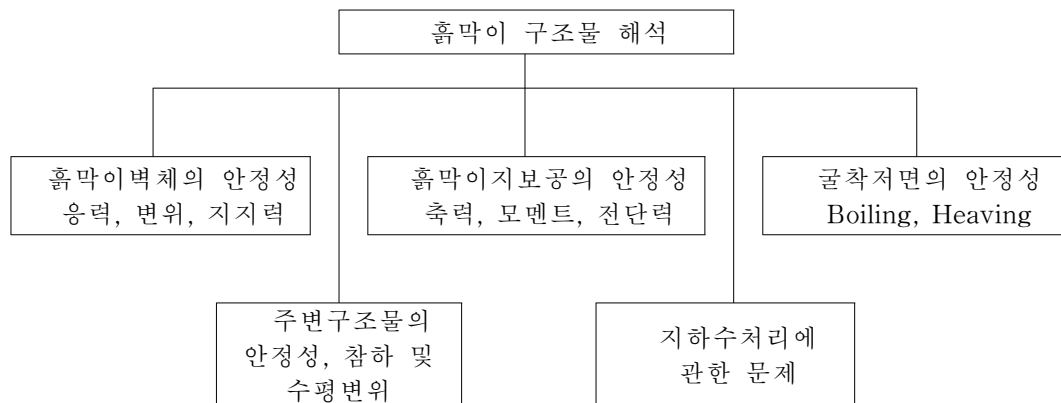


그림 2.10 흙막이 가시설 해석시 검토 사항

흙막이 가시설 설계 시 현재 널리 이용되고 있는 흙막이벽의 해석 방법은 그림 2.11과 같다. 흙막이 가시설의 해석방법은 고전토압론에 의한 관용법과 탄소성법 및 유한요소법 등이 있다.

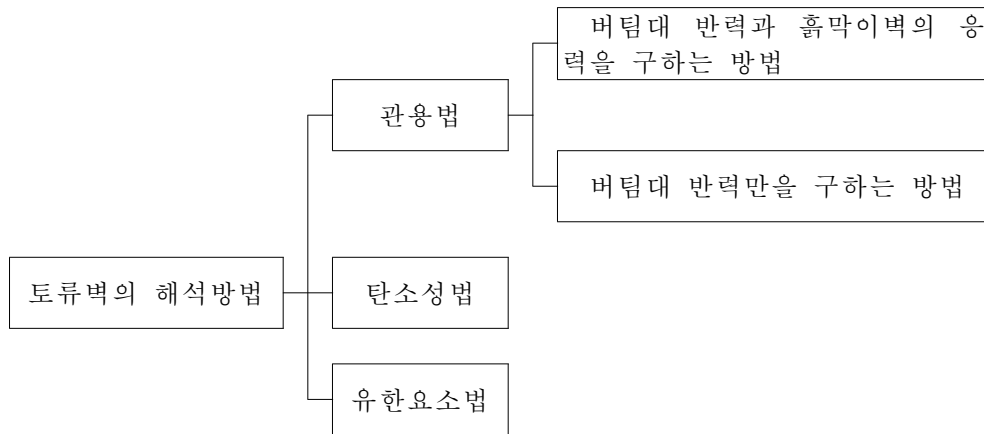


그림 2.11 흠막이 벽체 해석방법의 유형

2.3.2 흠막이 벽체의 해석방법

일반적으로 지반 굴착시 흠막이 벽체의 해석은 흠막이 구조에 작용하는 외력을 어떻게 계산하느냐에 따라 전술한 바와 같이 관용법, 탄소성법 및 유한요소법 등으로 분류할 수 있다. 관용법은 얕은깊이의 간단한 흠막이 구조에 간편하게 사용할 수 있으나 도심지의 인접구조물이나 굴착깊이가 깊어질 경우에는 적용이 곤란한 해석법이다. 탄소성법법은 벽체를 지보재에 의하여 지지되는 연속보로 보고 지반은 탄소성스프링으로, 토류벽은 탄성보로 가정하여 안전성을 검토하는 해석방법이다.

관용법에 의한 흠막이 벽체의 해석방법은 그림 2.12 및 그림 2.13에서와 같이 단순보 해석법과 연속보 해석법으로 구분할 수 있으며, 이는 공통으로 최상단 지보공에서는 부(-)의 모멘트가 작용하게 되고, 나머지 지보공에서는 모멘트가 발생하지 않는 계산 방법으로서 가상지지점 이하에서는 계산하지 않는다. 또한 선행변위를 고려할 수 없고 지보공의 위치에서의 변위는 발행하지 않아야 하는 조건이므로 실제의 거동과는 차이가 있으며, 최종단계의 겉보기 토압만을 고려하기 때문에 지보공의 축력변화를 알아볼 수 없다는 문제점이 있다.

한편, 각각의 지보공이 부담하는 하중을 계산하는 방법으로는 하방분담법과 중점분할법이 있으며 일반적으로 하방분담법을 채택하고 있는 기준이 많다. 하방분담법은 현재 위치에 있는 지보공이 부담할 측압을 하단의 지보공이 있는 위치까지 작용시켜 계산하는 방법으로 연약지반의 경우와 최하단의 지보공의 부담측압이 과소평가되는 경향이 있다. 그리고 중점분할법은 현재 위치의 지보공이 부담할 측압을 지보공의 중점 위치간의 범위로 정하는 방법으로 제1단 지보공의 부담측압을 과소평가하는 경향이 있다.

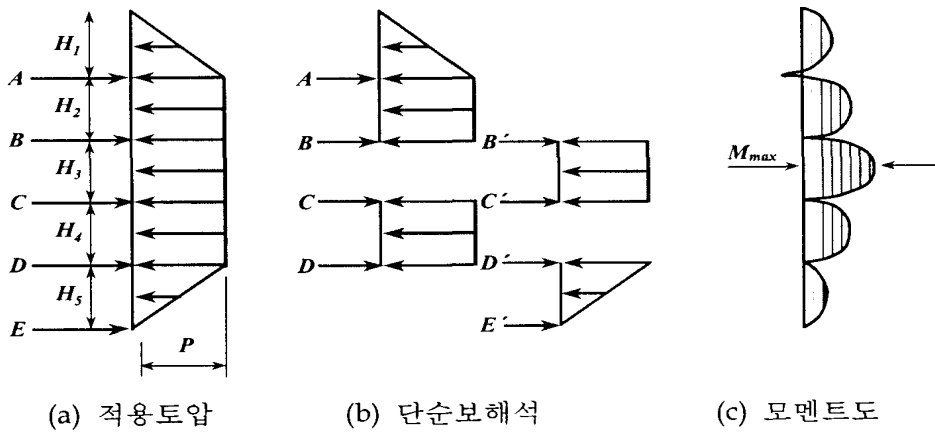


그림 2.12 단순보 해석법

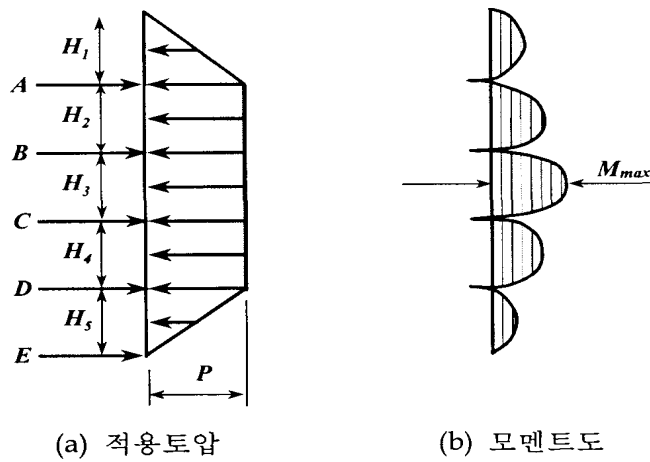
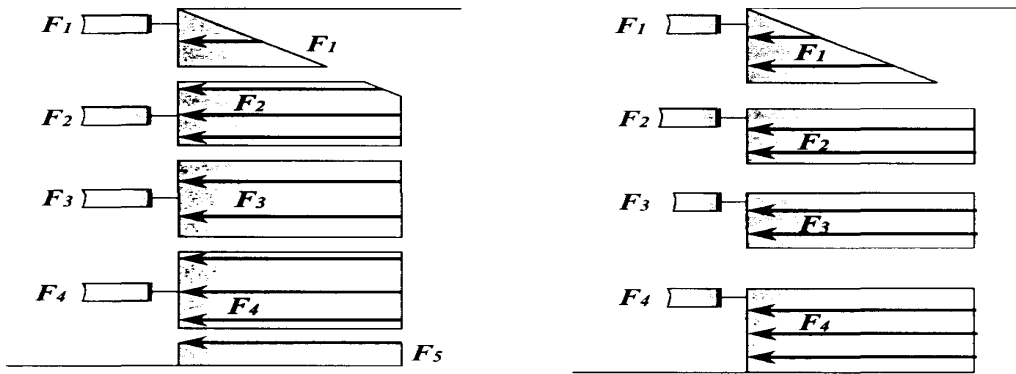


그림 2.13 연속보 해석법

배면의 토압에 의한 지보재에 작용하는 힘을 구하는 방법은 단계별 굴착을 고려하지 않고 지지구조(스트러트, 어스앵커 및 띠장)를 설계할 경우, 분담토압을 구하는 간편식으로 1/2분할법 및 하방분담법 등이 있다. 그림 2.14(a)와 같이 1/2분할법은 각 단의 지보재는 지점간의 1/2에서 분할된 범위내의 측압만을 분담한다는 이론이다. 단, 최상단의 지보재는 지표면까지의 측압을 분담하고 최하단의 지보재는 굴착지면과 최하단 지보재의 1/2을 분담하게 된다.

그림 2.14(b)에 나타낸 하방분담법은 각 지보재는 다음지점 지보재까지의 전 측압을 분담한다는 분담방식이다. 그러나 이 방법은 양질의 지반에서는 대체적으로 정확하나 연약지반인 경우에 굴착저면부에는 실제로 이보다 훨씬 많은 토압이 작용할 수도 있으므로 주의가 요구된다.



(a) 1/2분할법

(b) 하방분담법

그림 2.14 간편법에 의한 지보재가 분담하는 하중 분포도

현재 상용중인 프로그램에서 이용되는 탄소성법에 의한 해석은 지중의 흙막이벽을 무한 탄성체로 가정하고, 벽체의 수동영역은 탄성반력만을 고려하여 주동토압과 수동토압이 평형을 이루는 지점을 가상지점으로 가정한 다음 지보공은 무한강성을 가진 탄성체로서 고정점으로 가정하여 해석한다.

탄소성법에서 흙막이벽의 근입부분의 횡방향 저항력은 벽체의 횡방향 변위에 비례한

다는 가정하에 말뚝의 횡저항력에 대해서는 Chang(1993)의 방법을 적용하는 해석방법으로서 다음의 식 (2.1)에 의해 계산된다.

$$\text{구간 } (x \leq 0) \quad EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = K\gamma(h_k + x) \quad (2.1a)$$

$$\text{구간 } (x \geq 0) \quad EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} = -E_s y_2 \quad (2.1b)$$

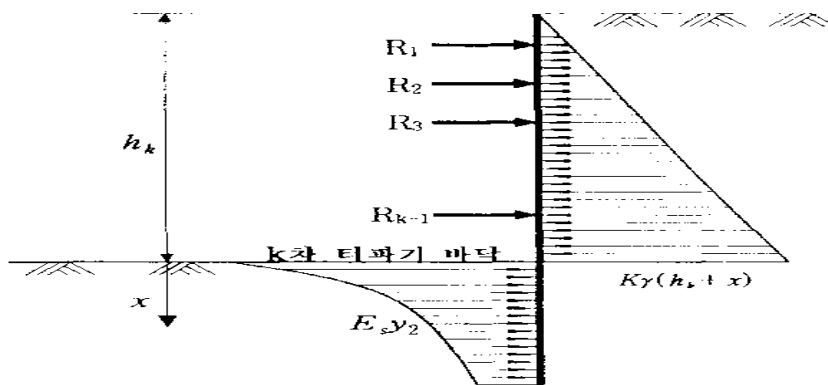


그림 2.15 탄성법의 개요도

탄소성법은 소성평형상태에서의 토압의 수동영역과 탄성영역으로 나누어 구조계에 작용하는 토압을 배면측에는 유효주동토압, 수동영역에서는 소성영역에 유효수동토압, 탄성영역에는 스프링반력이 작용하는 것으로 하며 지보공을 탄성지점으로 한 하나의 보 요소로 가정한다.

지반을 굴착함에 따라 차례로 변화하는 응력이나 변형 및 굴착저면 이하의 측압 등을 비교적 충실하게 계산할 수 있는 방법이다. 고전토압론에 의한 관용계산법과 상이한 점은 흙막이벽의 응력 및 변형의 계산 방법이 다르며, 관입부분의 측압을 생각하는 방법이 상이하다는 것이며, 기타 검토 항목에 대해서는 거의 같은 방법을 채택하고 있다.

탄소성법에서는 흙막이벽의 근입부분의 횡저항이 벽체 변위에 비례하는 것으로 가정하였기 때문에 터파기 바닥 저면에 가까운 부분에서는 횡저항이 변동토압을 초과하는 모순이 생긴다. 이 모순을 해소하기 위해 탄소성법에서는 터파기 바닥 이하의 횡저항이 수동 토압을 초과하지 않도록 소성영역을 가정하고 있다.

현재 많이 사용하고 있는 탄소성법에서는 기존의 방법을 확장하여 실제에 보다 가깝고 실용적으로 변형한 방법을 사용하고 있다. 여기에서는 버팀대 압축에 의한 지점의 변위를 고려하고, 측압은 삼각형 분포 이외의 것도 적용할 수 있으며, 근입부분의 횡저항은 Rankine의 수동토압을 초과하지 않는다. 또한 흙막이벽 하단의 지지조건을 자유단, pin 또는 고정단으로 작용시킬 수 있는 방법을 사용하고 있다.

주동토압의 경우 굴착저면 상부에서는 기본적으로 관용해석법과 동일하나 굴착저면 이하에서는 주동토압에서 굴착면측의 정지토압을 빼서 생각한다. 하단 버팀대 설치 후의 상단에 기 설치된 버팀대의 축방향 축력은 일정하며 하단 버팀 지점보다도 상부의 흙막이벽은 그 이전의 변형을 유지하는 것으로 한다.

2.3.3 흙막이 부재별 해석방법

(1) 엄지말뚝의 해석방법

엄지말뚝의 길이와 단면을 결정하기 위해서는 최대축력에 대하여 안전한 근입깊이, 히빙(heaving)이나 보일링(boiling)을 고려한 근입깊이를 산정하고, 최대축력과 최대휨모멘트, 최대전단력에 대하여 충분히 안전한 단면을 확보하여야 한다. 이러한 흙막이벽체에 작용하는 하중을 반복적으로 계산하여 근입깊이와 엄지말뚝의 수평 및 수직간격을 결정한다.

엄지말뚝의 근입깊이는 점착력이 큰 점토지반처럼 주동토압이 부(-)의 값이 되어 근입장 산정이 어려운 경우일지라도 1.5m~3.0m 정도로 근입하고, 풍화암층 이상의 양호한 지지층에도 최소한 1.0m 정도는 확보해야 한다. 근입깊이 산정시 엄지말뚝 근입부에 작용하는 수동토압의 작용 폭은 표 2.1에 준하되 설계자의 판단에 따르며 주동토압

의 작용 폭은 최종 굴착면 이상에서는 엄지말뚝의 간격, 최종굴착면 이하에서는 플랜지 폭만을 적용한다.

표 2.1 근입부의 수동토압 작용 폭

지 반 상 태	사 질 토	$50 \geq N > 30$	$30 \geq N > 10$	$N \leq 10$
	점 성 토	$N > 8$	$8 \geq N > 4$	$N \leq 4$
수동토압의 작용 폭		플랜지 폭의 3배	플랜지 폭의 2배	플랜지 폭

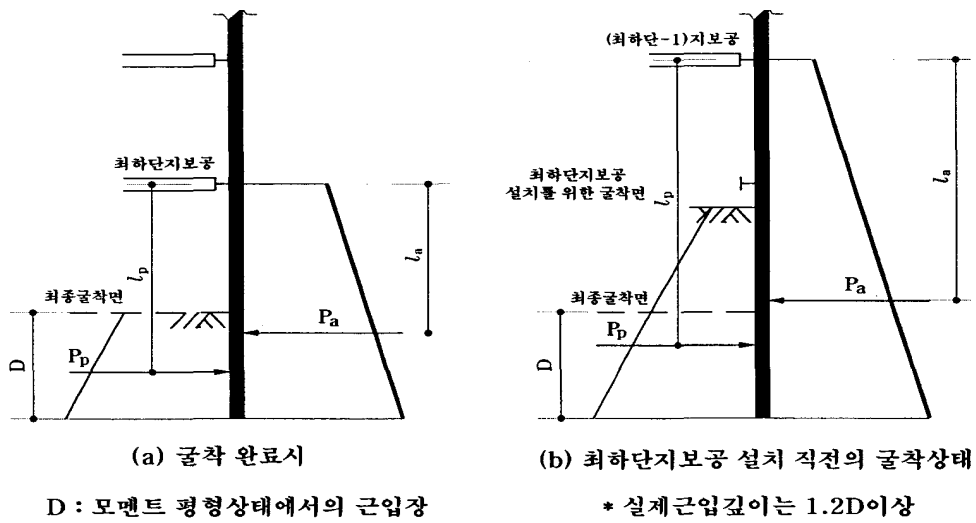


그림 2.16 평형 근입깊이의 산정 방법

그림 2.16에서와 같이 모멘트평형식($l_p P_p = l_a P_a$)을 만족시키는 근입깊이(D)를 산정한 다음 실제 시공하는 근입깊이는 $1.2D$ 이상으로 한다. 최종 굴착 지반이 점성토인 경우는 지반의 용기에 대하여 검토하고 최소한의 근입깊이를 유지하여야 한다. 굴착 폭이 클 경우는 Tschebotarioff 방법으로 구한 안전율이 1.2 이상으로 되도록 유지하고, 굴착 폭이 작을 때에는 Terzaghi-peck의 방법으로 구한 안전율이 1.5 이상이 되도록 검토한다.

흙막이 벽의 단면검토시 압축응력과 단위 길이당 엄지말뚝에 작용하는 휨응력 및 전단응력을 해석하여 최대휨모멘트가 발생하는 위치에서 엄지말뚝의 최대좌굴길이를 계산한다. 사용할 엄지말뚝의 허용압축응력과 허용휨응력을 계산하여 식 (2.1)을 동시에 만족하는 엄지말뚝의 간격과 단면을 결정한다.

$$\begin{cases} \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bax} \left(1 - \frac{f_c}{f_{eax}}\right)} < 1.0 \\ \frac{\tau}{f_{sa}} < 1.0 \end{cases} \quad (2.1)$$

(2) 띠장의 해석방법

띠장은 흙막이 벽에 작용하는 토압과 수압 등의 하중을 버팀대나 앵커에 균등하게 배분해 주는 부재로 수직방향으로 일정한 간격을 두고 설치되며 흙막이벽의 강도와 본체 구조물의 공사에 지장이 없도록 배치하여 안전하도록 검토하여야 한다.

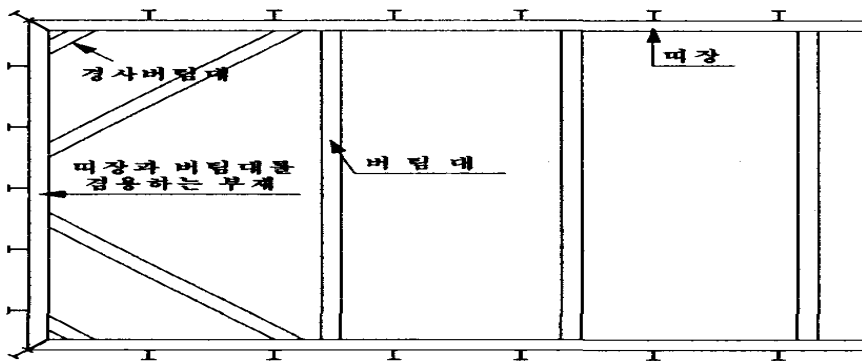


그림 2.17 가시설 토류벽에서 띠장의 역할

띠장에 작용하는 하중은 그림 2.17와 같이 굴착진행에 따라 버팀대에 설치위치 사이의 토압을 등분포시켜 하방분담법으로 계산한다. 이것은 하단버팀대가 설치되어도 상

단버팀대 반력은 그다지 변화하지 않는다는 현장 계측결과에 기초하고 있으며, 이 방법으로 얻어진 면적이 단위길이 당 작용하는 하중이 되고 이것에 버팀대 간격을 고려하여 부재력을 계산한다.

단면력 계산에 사용하는 띠장의 지간은 경사보강재가 없는 경우에는 그림 2.18a에서와 같이 버팀대의 수평간격을 계산지간으로 하고, 경사보강재가 있는 경우는 그림 2.18b에서와 같이 $(l_1 + l_2)$ 의 길이를 설계 지간으로 사용한다.

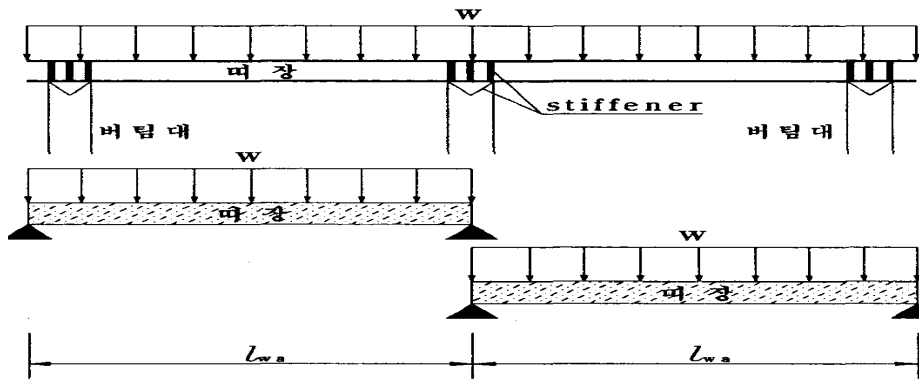
또한 H형강이나 I형강 등의 띠장은 버팀대와 띠장이 맞닿는 부분의 웨브가 국부좌굴을 일으키거나, 플랜지가 변형할 수도 있으므로 보강재를 넣어 보강할 필요가 있다. 단면검토에서 사용하는 좌굴길이의 값은 설계지간의 값과 같이 사용하고 식 (2.2)를 만족하는 단면을 결정한다.

$$\begin{cases} \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_{bx}}{f_{bax} \left(1 - \frac{f_c}{f_{eax}}\right)} < 1.0 \\ \frac{\tau}{f_{sa}} < 1.0 \\ \frac{\delta}{l_{wa}} < \frac{1}{300} \end{cases} \quad (2.2)$$

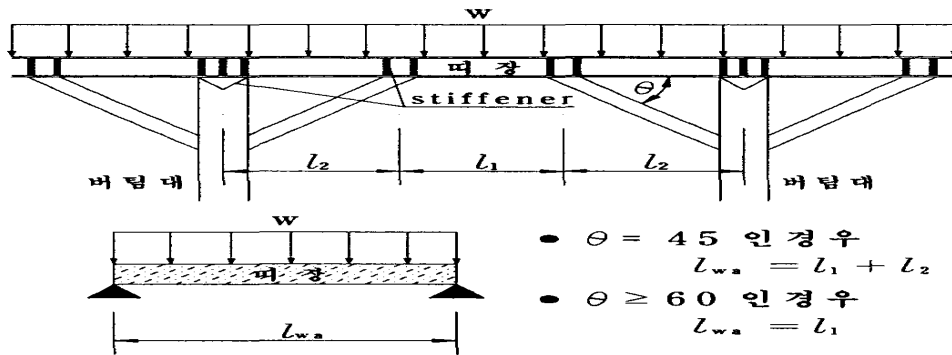
여기서, $\delta = \frac{5wl_k^4}{384EI_x}$

$E =$ 띠장의 탄성계수 ($2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

$I_x =$ 띠장의 x 방향 단면2차모멘트 (cm^4)



(a) 경사보강재가 없는 경우



(b) 경사보강재가 있는 경우

그림 2.18 띠장의 계산지간

(3) 버팀대의 해석방법

버팀대의 좌굴길이는 허용응력을 산정하여 버팀대의 연직방향과 수평방향에 발생하는 응력을 검토함으로써 안전한 단면이 확보되는지 확인할 수 있다. 이러한 좌굴길이는 버팀대가 1방향 또는 2방향으로 설치된 경우와 중간말뚝의 설치 여부에 따라서 좌굴길이를 산정하는 방법이 각기 다르며 검토 방법은 식 (2.3)을 이용하여 이에 따른 단면을 결정한다.

$$\begin{cases} x\text{방향} \frac{f_c}{f_{cax}} + \frac{f_b}{f_{bax} \left(1 - \frac{f_c}{f_{eax}}\right)} < 1.0 \\ y\text{방향} \frac{f_c}{f_{cay}} + \frac{f_b}{f_{bax} \left(1 - \frac{f_c}{f_{eay}}\right)} < 1.0 \end{cases} \quad (2.3)$$

버팀대는 자중과 적재하중으로 인한 휨모멘트와 토압에 의한 축력을 받는 부재이므로 휨과 축력을 동시에 받는 부재이다. 일반적으로 버팀대와 작용하는 고정하중과 적재하중으로는 일반적으로 0.5t/m를 고려하여 계산하고 축력은 배면토압으로 인해 발생된 축력에 온도 변화에 따른 축력 증가분을 추가하여 계산한다.

기존의 연구에 의하면 1℃의 기온상승에 따른 버팀대 반력의 평균증가량은 1.1~1.25 t/℃라고 발표되었다. 연간 온도차에 의한 축력의 변화는 흙의 크리프 변형에 의해 흡수되는 것으로 생각되기 때문에 평균적인 1일의 온도차를 $\Delta t = 10^\circ\text{C}$ 로 한다면 버팀대의 축방향 증가량은 12t 정도가 된다. 보통의 경우 버팀대의 단면검토 시에 12t~15t 정도의 값을 추가하여 계산하는 것이 일반적이다.

제3장 곡선형 띠장을 이용한 토류벽의 해석방법

3.1 곡선형 띠장의 기본원리

3.1.1 곡선형 띠장의 개요

일반적으로 가설 흙막이 공사시 일정 간격으로 H-pile(엄지말뚝)을 타입하고 그 사이에 토류판을 적층 형식으로 삽입하여 토사지반이나 풍화암 등의 지반을 지지한다. 또한 H-pile과 토류판의 저항력을 향상시키기 위해 다수의 띠장과 버팀보를 설치하고 어스앵커 등을 지중에 설치하여 이를 브라켓에 의해 H-pile에 견고하게 고정하여 배면 토압 등에 저항토록 하는 형식으로 기존 토류벽 공법이 구성된다.

이러한 일반적인 토류벽 공법은 다수의 H-pile과 띠장 및 버팀보 설치 등에 따라 공사비와 공사기간의 증가가 불가피하고 어스앵커 등 필요 이상의 재료 투입이 요구된다. 또한, 다수의 버팀보(strut)의 사용에 따라 center pile의 간섭으로 인한 굴착장비 운용 시의 문제점과 작업자의 안전성 확보에 큰 제약을 받는 단점이 있다.

이에 따라 기존 흙막이공법의 개선 및 공법연구가 활발히 진행되고 있으며 그 결과 많은 신공법들이 개발되어 현장에서 종종 사용되어지고 있다. 그러나 개발되고 있는 공법 또한 부차적인 강재 및 부자재 등의 사용으로 인하여 그 적용성에 한계가 있으며 현재까지 개발된 공법의 시공성, 안전성 및 경제성을 동시에 만족할 만한 공법이 개발되고 있지 않는 실정이다.

한편 본 연구에서 적용해 보고자 하는 그림 3.1의 곡선형 띠장은 일반형 띠장과 달리 프리플렉스(preflex)된 부재의 고탄성력에 의한 아칭효과와 띠장 단부에서 버팀보와 띠장 축방향으로 가해지는 작용력(Axial 및 Transverse force)에 의해 설계 토압을 지지하는 구조로서 버팀보 설치개소를 최대한 감소시키고 굴착면내 작업공간의 활용이 극대화되는 장점을 지니고 있다. 본 절에서는 이와 같은 곡선형 띠장을 토류벽 구조물에 적용하여 해석해 봄으로서 일반적인 띠장공법과 곡선형 띠장공법의 비교 및 분석을 수행하고자 한다.

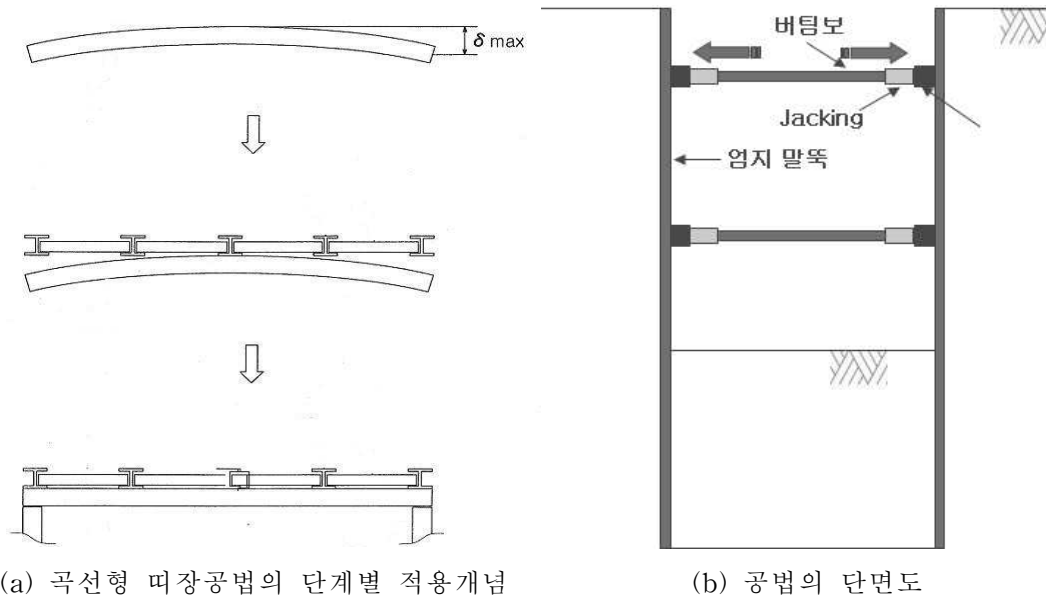


그림 3.1 곡선형 띠장용법을 적용한 토류벽 공법의 개요도

3.1.2 곡선형 띠장의 기본원리

변형된 구조물의 형태는 재료의 탄성범위 안에서 수학적으로 연속인 곡선의 형태가 된다. 이 곡선을 탄성곡선이라 하며 만약 구조물의 변형이 재료의 탄성한계를 넘지 않았다면 구조물에 작용했던 외부의 영향이 제거되면 원래의 형태로 돌아간다.

따라서 토류벽에 곡선형 띠장을 설치하여 구속시키는 경우 외력에 의해 발생된 모멘트 및 전단력에 대해 강재의 복원력을 이용하여 흙막이 벽체의 안정성을 확보하는 것이다. 즉 그림 3.2에서와 같이 곡율이 형성된 고탄성 H-beam을 이용하여 추가적인 강재의 사용이나 부수적인 강재의 사용 없이 부재의 고탄성력과 작용력에 의해 설계 토압을 지지할 수 있게 된다.

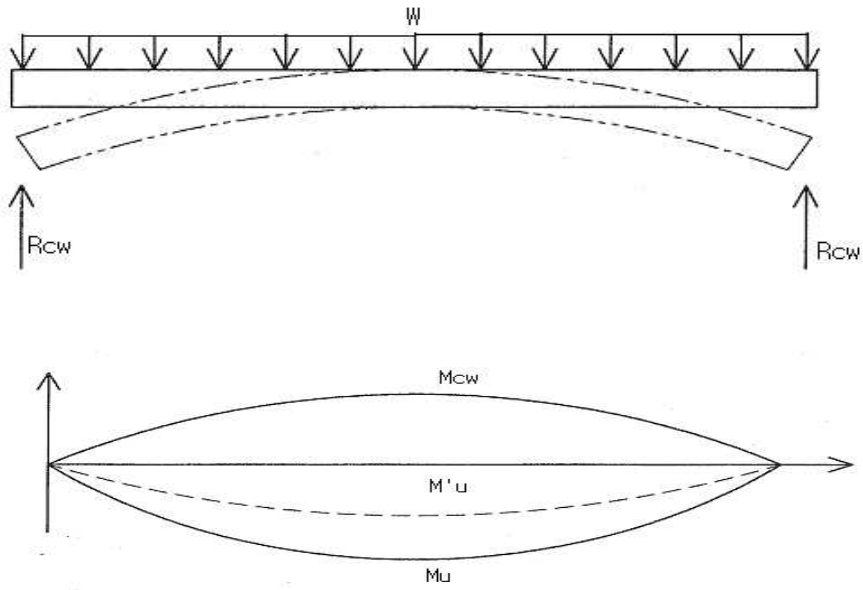


그림 3.2 곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법의 기본원리

3.1.3 곡선형 띠장의 이론적 고찰

그림 3.3과 같은 부재에 등분포하중이 작용한다는 가정을 할 경우 힘의 평형에 따른 모멘트방정식은 식 (3.1)과 같다.

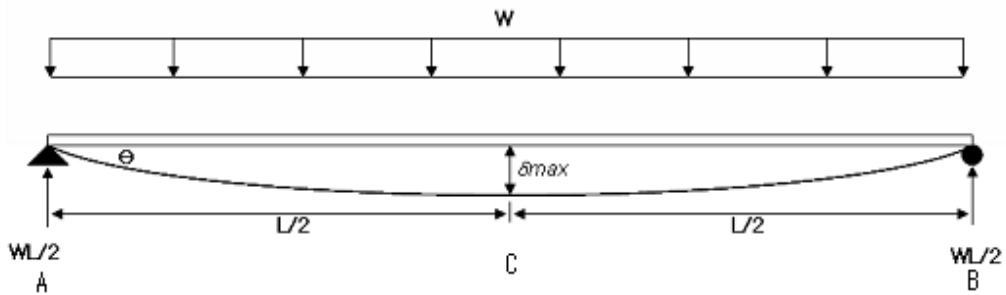


그림 3.3 곡선형 띠장의 등분포 하중 분포도

$$M = \frac{wl}{2}x - \frac{w}{2}x^2 \quad (3.1)$$

식 (3.1)에서 $EI\delta'' = -M$ 이고, 기본 미분방정식은 $M = \frac{wl}{2}x - \frac{w}{2}x^2$ 이므로 식 (3.2)와 같이 된다.

$$EI\delta'' = \frac{wx^2}{2} - \frac{wLx}{2} \quad (3.2)$$

식 (3.2)의 미분방정식을 x 에 대하여 한번 적분하면 식 (3.3)이 된다.

$$EI\delta' = EI\Theta = \frac{wx^3}{6} - \frac{wLx^2}{2} + C_1 \quad (3.3)$$

여기서, $C_1 =$ 적분상수

식 (3.3)을 x 에 대하여 한번 더 적분하면 식 (3.4)가 된다.

$$EI\delta = \frac{wx^4}{24} - \frac{wLx^3}{12} + C_1x + C_2 \quad (3.4)$$

식 (3.3)과 식 (3.4)에 있는 적분상수 C_1 과 C_2 를 구하기 위해서는 경계조건을 이용한다. 이 경우에는 A점에서 처짐이 0으로 즉, $x=0$ 에서 $\delta=0$ 이고 B점에서 처짐이 0으로 즉, $x=L$ 에서 $\delta=0$ 이 된다. 경계조건을 이용하여 식 (3.4)에 대입하여 풀면 $C_1 = \frac{wL^3}{24}$ 및 $C_2=0$ 이 된다.

적분상수 C_1 과 C_2 를 식 (3.3)과 식 (3.4)에 각각 대입하여 식 (3.5) 및 식 (3.6)과 같은 처짐각에 대한 식과 처짐에 대한 식을 최종적으로 얻는다.

$$EI\theta = \frac{wx^3}{6} - \frac{wLx^2}{4} + \frac{wL^3}{24} \quad (3.5)$$

$$EI\delta = \frac{wx^4}{24} - \frac{wLx^3}{12} + \frac{wL^3x}{24} \quad (3.6)$$

A점에서의 처짐각(θ)을 구하기 위해 식 (3.5)에 $x=0$ 을 대입하면 다음의 식 (3.7)과 같이 된다.

$$EI\theta_{(x=0)} = EI\theta = \frac{wL^3}{24} \quad (3.7a)$$

$$\theta_a = \frac{wL^3}{24EI} \quad (3.7b)$$

중양점에서의 처짐(δ_c)을 구하기 위해 식 (3.6)에 $x=L/2$ 을 대입하면 다음의 식 (3.8)과 같이 된다.

$$EIy_{(x=\frac{L}{2})} = EI\delta_c = \frac{5wL^4}{384} \quad (3.8a)$$

$$\delta_c = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (3.8b)$$

3.2 곡선형 띠장의 해석방법

3.2.1 강재의 허용응력

일반적으로 가시철 토류벽구조물에 사용되는 강재는 SS400을 사용하고 있으며, 용접용강재는 SM400을 사용하고 있다. SS400과 SM400 강재의 허용응력은 $f_{sa}=1,400\text{kg/cm}^2$

으로 흙막이 구조물과 같이 단기간에 사용하는 부재인 경우에는 50% 가산하여 해석에 사용한다. 흙막이 구조물의 해석에 사용하고 있는 강재의 허용응력은 표 3.1과 같고, 곡선형 띠장의 검토 조건은 표 3.2와 같으며, 표 3.3은 사용강재의 공학적 특성을 나타낸 것이다.

표 3.1 강재의 허용응력

종 류		일반 구조용 압연강재 <SS400, SM400 기준>	
축방향 인장응력 (순단면)		2,100 kg/cm ²	
축방향 압축응력 (총단면) ℓ=부재의 유효 좌굴장(cm) r=부재의 총단면2차반경(cm)		ℓ/r ≤ 20	2,100kg/cm ²
		20 < ℓ/r ≤ 93	2,100 - 13(ℓ/r - 20)
		ℓ/r > 93	$\frac{18,000,000}{6,700 + \left(\frac{\ell}{r}\right)^2}$
휨 인장응력 (인장연-순단면)		2,100 kg/cm ²	
휨압축응력 (압축연-총단면) ℓ=플랜지고정점간 거리(cm) b=압축플랜지폭 (cm)		ℓ/b ≤ 4.5	2,100 kg/cm ²
		4.5 < ℓ/b ≤ 30	2,100 - 36(ℓ/b - 4.5)
전단 응력	강관	1,200 kg/cm ²	
	볼트	1,350 kg/cm ²	
지압 응력	볼트	3,000 kg/cm ²	
비 고		강재의 허용응력도는 신강재의 경우 1.0 재사용 강재의 경우 0.9를 적용한다.	

표 3.2 곡선형 띠장의 검토 조건

구분	검토조건	단 위	비 고
1. 강재탄성계수 E	2,100,000	kgf/cm ²	H-Pile의 탄성계수
2. 띠장의 길이 L	10	m	스트럿 간격
3. 허용인장응력 f _{sa}	21,000	tf/m ²	허용인장응력

표 3.3 사용강재의 공학적 특성

규 격	표준 단면 치수 (mm)					단면적 (cm ²)	단위중량 (Kg/m)	단면2차모멘트 (cm ⁴)		단면2차반경 (cm)		단면계수 (cm ³)	
	H	B	t ₁	t ₂	r			A	W	I _x	I _y	r _x	r _y
350×350	350	350	12	19	20	173.9	137	40,300	13,600	15.2	8.84	2,300	776

3.2.2 곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법의 해석절차

곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법은 토류벽에 곡선형 띠장을 설치하여 구속시키는 경우 외력에 의해 발생된 모멘트 및 전단력에 대해 강재의 복원력을 이용하여 흙막이 벽체의 안정성을 확보하는 것으로서 그림 3.4는 곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법의 해석 절차를 보여 주고 있다.

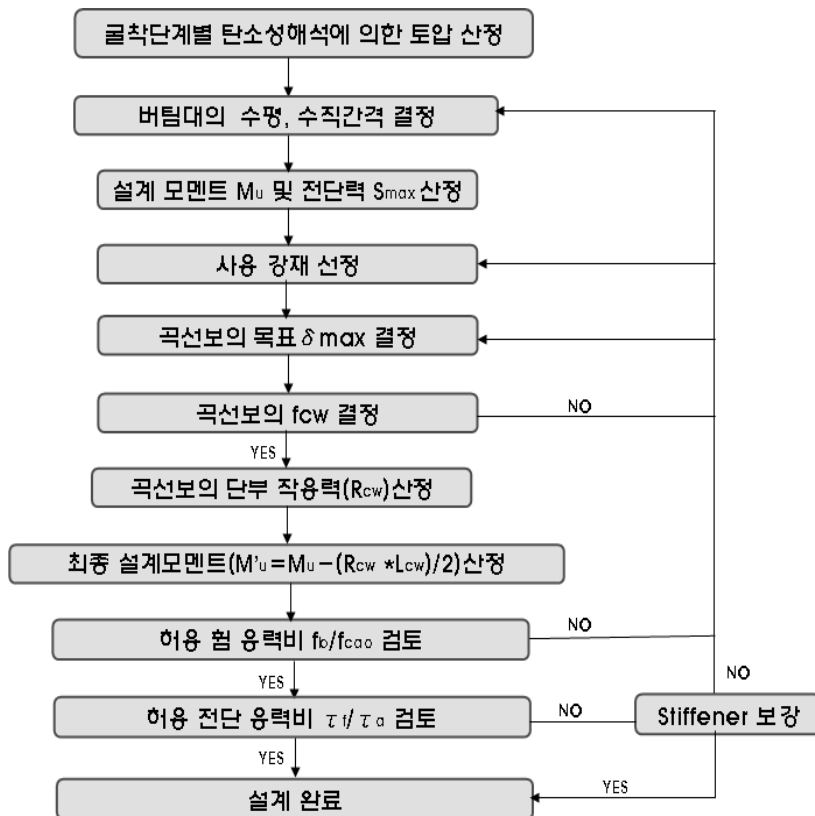


그림 3.4 곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법의 해석 절차

3.3 곡선형 띠장을 적용한 토류벽 해석결과

3.3.1 곡선형 띠장의 중앙부 최대 허용변위량

사용강재의 허용인장응력 범위에서 곡선형 띠장의 중앙부 최대 허용변위량의 한계를 다음의 식 (3.9)에 의해 계산하였다. 이 때 띠장 길이 10m를 기준으로 1cm~10cm까지 1cm씩 늘려가면서 검토를 하였으며 그 결과를 표 3.4에 정리하였다.

$$f_{cw} = \frac{M_{cw}}{I} y \leq f_{sa} \quad (\text{tonf/cm}^2) \quad (3.9)$$

여기서, M_{cw} : 곡선띠장의 중앙부 모멘트($\text{tonf} \cdot \text{m}$)

f_{cw} : 곡선형띠장의 중앙부 인장응력(tonf/m^2)

f_{sa} : 곡선형띠장의 허용인장응력(tonf/m^2)

표 3.4 곡선형 띠장의 중앙부 최대허용변위량(350x350)

구분 \ 변위량δ(cm)	계산식	1cm	2cm	3cm	4cm	5cm
		6cm	7cm	8cm	9cm	10cm
단부 회전각 (θ)	$\theta = \frac{wL^3}{24EI}$	0.183	0.367	0.550	0.733	0.917
		1.100	1.283	1.467	1.650	1.833
$w_{cw}(\text{kgf/cm})$	$w_{cw} = \frac{EI}{(\frac{x^4}{24} - \frac{L}{12}x^3 + \frac{L^3}{24}x)}$	6.50	13.00	19.50	26.00	32.50
		39.00	45.50	52.00	58.50	65.00
$M_{cw}(\text{t-m})$	$M_{cw} = \frac{wl^2}{8}$	8.1	16.2	24.4	32.5	40.6
		48.7	56.9	65.0	73.1	81.2
$f_{cw}(\text{t/m}^2)$	$f_{cw} = \frac{M_{cw}}{I} y$	3,532	7,065	10,597	14,130	17,662
		21,194	24,727	28,259	31,791	35,324
허용인장응력 검토결과	$f_{cw} \leq f_{sa}$	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
		N.G	N.G	N.G	N.G	N.G

한편 다음의 그림 3.5는 강재의 규격을 각각 달리하여 최대 변위량에 대한 허용인장응력 값을 분석한 결과로서 250x250 강재에서의 최대 허용변위량은 8cm까지 가능한 것으로 나타났고, 300x300 강재에서의 최대 허용변위량은 6cm까지 가능한 것으로 나타났으며, 350x350과 400x400 강재에서는 최대 허용변위량 5cm까지 가능한 것으로 나타났다.

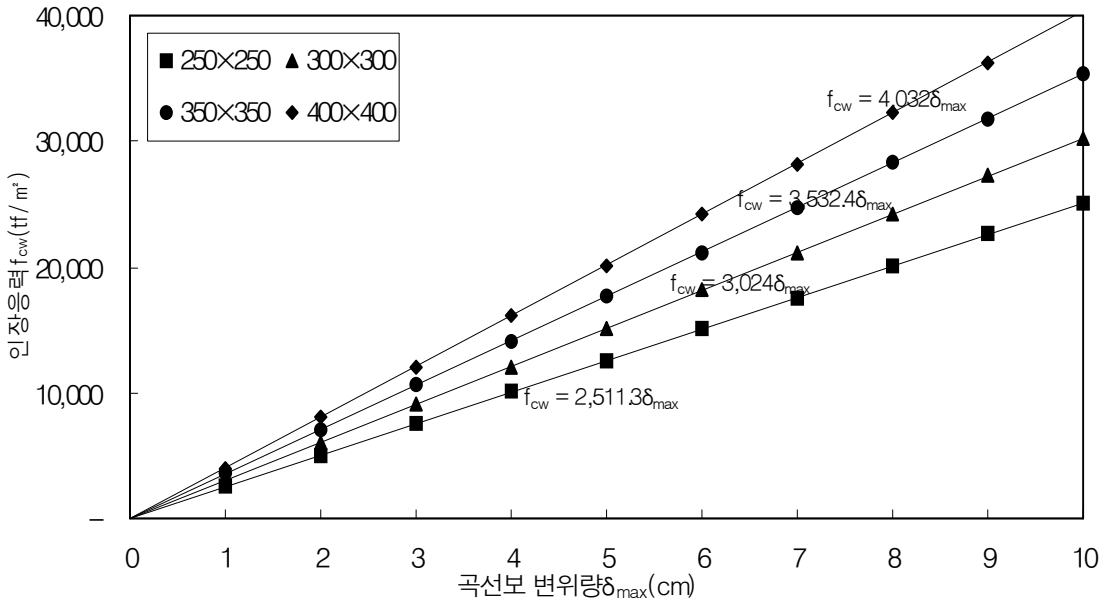


그림 3.5 사용강재별 허용인장응력

3.3.2 곡선형 띠장의 저항모멘트 및 단부작용력

곡선형 띠장이 부담해야 할 저항모멘트는 식 (3.10)에 의해 계산되고, 이때의 단부작용력은 식 (3.11)에 의해 산정할 수 있다. 다음의 표 3.5는 사용강재에 따른 곡선형 띠장의 저항모멘트 결과와 단부작용력 값을 정리하여 나타낸 것이다.

$$R_{cw} = \frac{w_{cw} L_{cw}}{2} \tag{3.10}$$

$$M_{cw} = \frac{R_{cw}L_{cw}}{2} \quad (3.11)$$

여기서, R_{cw} : 곡선형 띠장의 단부작용력

M_{cw} : 곡선형 띠장의 복원력에 의한 모멘트

w_{cw} : 곡선형 띠장의 복원력에 의한 하중

L_{cw} : 곡선형 띠장의 길이

표 3.5 곡선형 띠장의 단부작용력 및 저항모멘트(350x350)

구분	변위량 δ (cm)	계산식	1cm	2cm	3cm	4cm	5cm
			6cm	7cm	8cm	9cm	10cm
f_{cw} 검토결과		$f_{sa} > f_{cw} = \text{O.K}$	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
			N.G	N.G	N.G	N.G	N.G
단부작용력 R_{cw} (tf)		$R_{cw} = \frac{w_{cw}L_{cw}}{2}$	3.25	6.50	9.75	13.00	16.25
			19.50	22.75	26.00	29.25	32.50
$M'_{cw} (t \cdot m)$		$M'_{cw} = R_{cw}L_{cw}/2$	16.25	32.50	48.75	65.00	81.24
			97.49	113.74	129.99	146.24	162.49

한편 그림 3.6은 강재의 종류 및 변위량에 따른 곡선형 띠장의 저항모멘트를 산정하여 그림으로 나타낸 것으로써 250*250 강재의 경우 허용인장응력 범위 내에서 최대 저항모멘트는 $34.84t \cdot m$ 으로 산정되었으며, 300*300 강재는 $49.468t \cdot m$, 350*350 강재는 $81.24t \cdot m$, 400*400강재는 $134.27t \cdot m$ 로 산정되었다.

또한 그림 3.7는 강재의 종류 및 변위량에 따른 곡선형 띠장의 단부 작용력을 산정하여 그림으로 나타낸 것으로써 250*250 강재의 경우 허용인장응력 범위내에서 단부의 최대 작용력은 6.97tf로 산정되었으며, 300*300 강재는 16.25tf, 350*350 강재는 16.25tf, 400*400강재는 26.85tf 로 산정되었다.

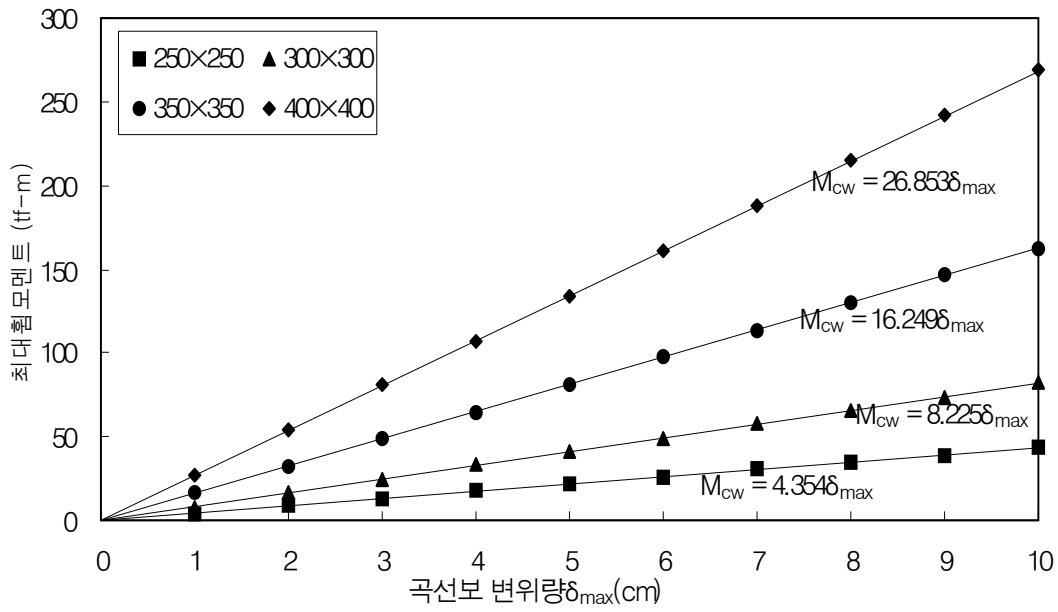


그림 3.6 강재의 종류 및 변위량에 따른 저항모멘트

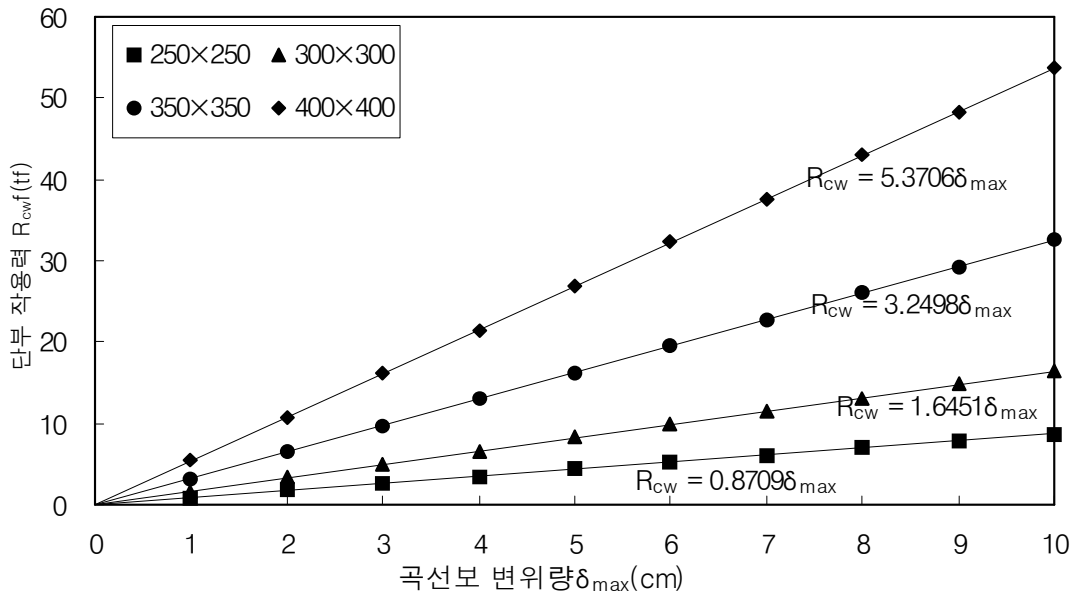


그림 3.7 강재의 종류 및 변위량에 따른 단부 작용력

3.3.3 외력에 대한 곡선형 띠장의 구조 안전성 검토

외력에 의한 휨모멘트의 가정은 일반적으로 띠장에 가해지는 작용 하중의 크기를 고려하여 적용하였으며, 총 7단계로 구분하여 단계별로 하중크기를 높여가며 분석하였다. 작용외력에 대해 곡선형 띠장이 부담해야 할 최종 설계모멘트는 외력에 의한 총 모멘트 값에서 곡선형 띠장의 저항모멘트를 값을 제외한 값으로서 식 (3.12)에 의해 계산할 수 있고, 최종 설계전단력은 식 (3.13)에 의해 계산된다. 가정된 작용외력에 따른 최대 휨모멘트 값을 표 3.6에 정리하였다.

$$M'_u = M_u - \frac{R_{cw}L_{cw}}{2} = M_u - M_{cw}' \quad (3.12)$$

$$S'_{max} = S_{max} - S_{cw} \quad (3.13)$$

여기서, M'_u : 최종설계 모멘트

M_u : 외력에 의해 발생된 모멘트

M_{cw}' : 곡선형 띠장의 저항모멘트

R_{cw} : 곡선형 띠장의 단부 작용력

S'_{max} : 최종설계 전단력

S_{cumax} : 곡선형 띠장의 저항 전단력

S_{max} : 외력에 의해 발생된 전단력

표 3.6 작용외력에 따른 단계별 최대 휨모멘트

규격	단계별 최대 휨모멘트						
	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	6단계	7단계
350*350	40tf-m	65tf-m	90tf-m	115tf-m	140tf-m	160tf-m	190tf-m

최종설계 모멘트(M'_u)에 대한 축방향 압축응력은 식 (3.14)를 이용하여 구할 수 있고, 휨응력에 대한 검토는 식 (3.15)를 이용하게 되며, 최종 합성응력은 식 (3.16)을 이용하여 검토할 수 있다. 또한 최종 설계전단력(S'_{max})은 다음의 식 (3.17)을 이용하여 검토할 수 있다.

$$f_c = \frac{N}{A} \quad (3.14)$$

$$f'_b = \frac{M'_u}{Z_a} \quad (3.15)$$

$$F = \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - \frac{f_c}{f_{ea}})} \leq 1.0 \quad (3.16)$$

$$\tau'_s = \frac{S'_{max}}{A_s} \leq \tau_a \quad (3.17)$$

여기서, N : 축 방향 작용력 (t/m), A : 부재의 단면적 (m²)
 f_c : 축방향 압축응력 (t/m²), Z_a : 단면계수(m³)
 f'_b : 휨응력(t/m²), F : 안전계수
 f_c : 허용 축방향 압축응력, f_{ba} : 허용 휨압축응력
 f_{ea} : Euler 좌굴응력 S'_{max} : 최종 설계 전단력
 A_s : 전단유효단면적 τ_a : 허용전단응력
 τ'_s : 외력에 의한 전단응력

곡선형 띠장을 적용한 토류벽 공법에 있어 곡선형 띠장(350*350)에 대해 단계별 ($M_u=40tf \cdot m \sim M_u=190tf \cdot m$) 외력의 작용시에 곡선형 띠장의 구조안정성 검토를 실시하였으며, 작용하중 단계별 결과는 표 3.7~표 3.13에 정리하였다.

표 3.7 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안전성검토(350x350, $M_u = 40tf \cdot m$)

구분 \ 변위량 δ (cm)	계산식	1cm	2cm	3cm	4cm	5cm
		6cm	7cm	8cm	9cm	10cm
설계 모멘트 (tf-m)	$M_u' = M_u - M'_{cw}$	24	8	-9	-25	-41
		-57	-74	-90	-106	-122
휨 응력 (kgf/cm ²)	$f'_b = \frac{M_u'}{Z_a}$	1,033	326	-380	-1,087	-1,793
		-2,500	-3,206	-3,913	-4,619	-5,326
휨 응력비 검토	$F = f'_b / f_{ba}$	0.6	0.2	-0.2	-0.7	-1.1
		-1.5	-1.9	-2.4	-2.8	-3.2
안정성 결과(휨)	$f_{ba} > f'_b = O.K$	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
설계 전단력	$S'_{max} = S_{max} - S_{cwmax}$	26.75	23.50	20.25	17.00	13.75
		10.50	7.25	4.00	0.75	-2.50
전단응력 산정 (kgf/cm ²)	$\tau'_s = S'_{max} / A_s$	714.48	627.68	540.88	454.08	367.28
		280.48	193.68	106.88	20.08	-66.72
전단 응력비 검토	$F = \tau'_s / \tau_a$	0.60	0.52	0.45	0.38	0.31
		0.23	0.16	0.09	0.02	-0.06
안정성 결과(전단)	$\tau_a > \tau'_s = O.K$	O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

표 3.8 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안전성검토(350x350, $M_u = 65tf \cdot m$)

구분 \ 변위량 δ (cm)	계산식	1cm	2cm	3cm	4cm	5cm
		6cm	7cm	8cm	9cm	10cm
설계 모멘트 (tf-m)	$M_u' = M_u - M'_{cw}$	49	33	16	0	-16
		-32	-49	65	-81	-97
휨 응력 (kgf/cm ²)	$f'_b = \frac{M_u'}{Z_a}$	2,120	1,413	707	0	-706
		-1,413	-2,119	-2,826	-3,532	-4,239
휨 응력비 검토	$F = f'_b / f_{ba}$	1.3	0.9	0.4	0.0	-0.4
		-0.9	-1.3	-1.7	-2.1	-2.6
안정성 결과(휨)	$f_{ba} > f'_b = O.K$	N.G	O.K	O.K	O.K	O.K
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
설계 전단력	$S'_{max} = S_{max} - S_{cwmax}$	45.50	42.25	39.00	35.75	32.50
		29.25	26.00	22.75	19.50	16.25
전단응력 산정 (kgf/cm ²)	$\tau'_s = S'_{max} / A_s$	1215.28	1128.48	1041.68	954.88	868.08
		781.28	694.48	607.68	520.88	434.08
전단 응력비 검토	$F = \tau'_s / \tau_a$	1.01	0.94	0.87	0.80	0.72
		0.65	0.58	0.51	0.43	0.36
안정성 결과(전단)	$\tau_a > \tau'_s = O.K$	N.G	O.K	O.K	O.K	O.K
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K

표 3.9 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안전성검토(350×350 , $M_u = 90tf \cdot m$)

구분 \ 변위량 δ (cm)	계산식	1cm	2cm	3cm	4cm	5cm
		6cm	7cm	8cm	9cm	10cm
설계 모멘트 (tf-m)	$M_u' = M_u - M'_{cw}$	74	58	41	25	9
		-7	-24	-40	-56	-72
휨 응력 (kgf/cm ²)	$f_b = \frac{M_u'}{Z_a}$	3,207	2,500	1,794	1,087	381
		-326	-1,032	-1,739	-2,445	-3,152
휨 응력비 검토	$F = f_b / f_{ba}$	1.9	1.5	1.1	0.7	0.2
		-0.2	-0.6	-1.1	-1.5	-1.9
안정성 결과(휨)	$f_{ba} > f_b = O.K$	N.G	N.G	N.G	O.K	O.K
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
설계 전단력	$S'_{max} = S_{max} - S_{cwmax}$	64.25	61.00	57.75	54.50	51.25
		48.00	44.75	41.50	38.25	35.00
전단응력 산정 (kgf/cm ²)	$\tau'_s = S'_{max} / A_s$	1716.08	1629.28	1542.48	1455.68	1368.88
		1282.08	1195.28	1108.48	1021.68	934.88
전단 응력비 검토	$F = \tau'_s / \tau_a$	1.43	1.36	1.29	1.21	1.14
		1.07	1.00	0.92	0.85	0.78
안정성 결과(전단)	$\tau_a > \tau'_s = O.K$	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G
		N.G	O.K	O.K	O.K	O.K

표 3.10 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안전성검토(350×350 , $M_u = 115tf \cdot m$)

구분 \ 변위량 δ (cm)	계산식	1cm	2cm	3cm	4cm	5cm
		6cm	7cm	8cm	9cm	10cm
설계 모멘트 (tf-m)	$M_u' = M_u - M'_{cw}$	99	83	66	50	34
		18	1	-15	-31	-47
휨 응력 (kgf/cm ²)	$f_b = \frac{M_u'}{Z_a}$	4,294	3,587	2,881	2,174	1,468
		761	55	-652	-1,358	-2,065
휨 응력비 검토	$F = f_b / f_{ba}$	2.6	2.2	1.8	1.3	0.9
		0.5	0.0	-0.4	0.8	1.3
안정성 결과(휨)	$f_{ba} > f_b = O.K$	N.G	N.G	N.G	N.G	O.K
		O.K	O.K	O.K	O.K	O.K
설계 전단력	$S'_{max} = S_{max} - S_{cwmax}$	83.00	79.75	76.50	73.25	70.00
		66.75	63.50	60.25	57.00	53.75
전단응력 산정 (kgf/cm ²)	$\tau'_s = S'_{max} / A_s$	2216.89	2130.09	2043.29	1956.49	1869.69
		1782.89	1696.09	1609.29	1522.49	1435.69
전단 응력비 검토	$F = \tau'_s / \tau_a$	1.85	1.78	1.70	1.63	1.56
		1.49	1.41	1.34	1.27	1.20
안정성 결과(전단)	$\tau_a > \tau'_s = O.K$	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G
		N.G	N.G	N.G	N.G	N.G

표 3.11 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안전성검토(350x350, $M_u = 140tf \cdot m$)

변위량 δ (cm) 구분	계산식	1cm	2cm	3cm	4cm	5cm
		6cm	7cm	8cm	9cm	10cm
설계 모멘트 (tf-m)	$M_u' = M_u - M'_{cw}$	124	108	91	75	59
		43	26	10	-6	-22
휨 응력 (kgf/cm ²)	$f_b = \frac{M_u'}{Z_a}$	5,380	4,674	3,968	3,261	2,555
		1,848	1,142	435	-271	978
휨 응력비 검토	$F = f_b / f_{ba}$	3.3	2.8	2.4	2.0	1.6
		1.1	0.7	0.3	-0.2	-0.6
안정성 결과(휨)	$f_{ba} > f_b = O.K$	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G
		N.G	O.K	O.K	O.K	O.K
설계 전단력	$S'_{max} = S_{max} - S_{cwmax}$	101.75	98.50	95.25	92.00	88.75
		85.50	82.25	79.00	75.75	72.50
전단응력 산정 (kgf/cm ²)	$\tau'_s = S'_{max} / A_s$	2717.69	2630.89	2544.09	2457.29	2370.49
		2283.69	2196.89	2110.09	2023.29	1936.49
전단 응력비 검토	$F = \tau'_s / \tau_a$	2.26	2.19	2.12	2.05	1.98
		1.90	1.83	1.76	1.69	1.61
안정성 결과(전단)	$\tau_a > \tau'_s = O.K$	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G
		N.G	N.G	N.G	N.G	N.G

표 3.12 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안전성검토(350x350, $M_u = 165tf \cdot m$)

변위량 δ (cm) 구분	계산식	1cm	2cm	3cm	4cm	5cm
		6cm	7cm	8cm	9cm	10cm
설계 모멘트 (tf-m)	$M_u' = M_u - M'_{cw}$	149	133	116	100	84
		68	51	35	19	3
휨 응력 (kgf/cm ²)	$f_b = \frac{M_u'}{Z_a}$	6,467	5,761	5,054	4,348	3,642
		2,935	2,229	1,522	816	109
휨 응력비 검토	$F = f_b / f_{ba}$	3.9	3.5	3.1	2.6	2.2
		1.8	1.4	0.9	0.5	0.1
안정성 결과(휨)	$f_{ba} > f_b = O.K$	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G
		N.G	N.G	O.K	O.K	O.K
설계 전단력	$S'_{max} = S_{max} - S_{cwmax}$	120.50	117.25	114.00	110.75	107.50
		104.25	101.00	97.75	94.50	91.25
전단응력 산정 (kgf/cm ²)	$\tau'_s = S'_{max} / A_s$	3218.49	3131.69	3044.89	2958.09	2871.29
		2784.49	2697.69	2610.89	2524.09	2437.29
전단 응력비 검토	$F = \tau'_s / \tau_a$	2.68	2.61	2.54	2.47	2.39
		2.32	2.25	2.18	2.10	2.03
안정성 결과(전단)	$\tau_a > \tau'_s = O.K$	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G
		N.G	N.G	N.G	N.G	N.G

표 3.13 외력에 따른 곡선형 띠장의 구조 안전성검토(350x350, $M_u = 190tf \cdot m$)

변위량 δ (cm) 구분	계산식	1cm	2cm	3cm	4cm	5cm
		6cm	7cm	8cm	9cm	10cm
설계 모멘트 (tf-m)	$M_u' = M_u - M'_{cw}$	174	158	141	125	109
		93	76	60	44	28
휨 응력 (kgf/cm ²)	$f_b = \frac{M_u'}{Z_a}$	7,554	6,848	6,141	5,435	4,728
		4,022	3,316	2,609	1,903	1,196
휨 응력비 검토	$F = f_b / f_{ba}$	4.6	4.2	3.7	3.3	2.9
		2.4	2.0	1.6	1.2	0.7
안정성 결과(휨)	$f_{ba} > f_b = O.K$	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G
		N.G	N.G	N.G	N.G	O.K
설계 전단력	$S'_{max} = S_{max} - S_{cwmax}$	139.25	136.00	132.75	129.50	126.25
		123.00	119.75	116.50	113.25	110.00
전단응력 산정 (kgf/cm ²)	$\tau'_s = S'_{max} / A_s$	3719.29	3632.49	3545.69	3458.89	3372.09
		3285.29	3198.49	3111.69	3024.89	2938.09
전단 응력비 검토	$F = \tau'_s / \tau_a$	3.10	3.03	2.95	2.88	2.81
		2.74	2.67	2.59	2.52	2.45
안정성 결과(전단)	$\tau_a > \tau'_s = O.K$	N.G	N.G	N.G	N.G	N.G
		N.G	N.G	N.G	N.G	N.G

3.3.4 곡선형 띠장의 유효 지간길이 검토

표 3.14 및 그림 3.8은 강재종류별 작용하중에 따른 일반 띠장의 유효 지간길이를 나타낸 것으로서 띠장의 지간길이가 길어짐에 따라 모멘트량의 증가로 인한 띠장이 저항할 수 있는 하중이 급격히 감소됨을 알 수 있다.

표 3.14 일반 띠장의 작용하중에 따른 유효 지간길이(단위 : t/m)

한계지간 사용강재	5m	6m	7m	8m	9m	10m	11m	12m	13m	14m	15m
	250*250	20.4	10.8	6.3	4.0	2.7	1.8	1.3	0.9	0.6	0.4
300*300	32.2	17.2	10.3	6.6	4.6	3.2	2.4	1.8	1.3	1.0	0.7
350*350	55.0	29.5	17.9	11.8	8.1	5.9	4.4	3.3	2.5	1.9	1.5
400*400	80.2	43.2	26.4	17.5	12.2	8.9	6.6	5.1	3.9	3.1	2.5

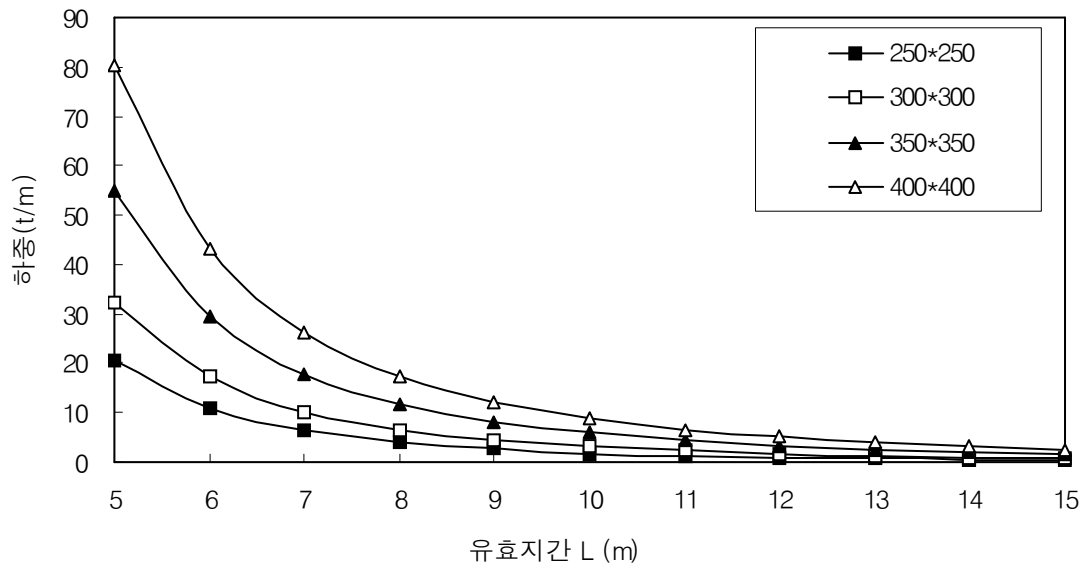


그림 3.8 작용 하중에 따른 일반 띠장의 유효 지간길이

표 3.15 및 그림 3.9은 곡선형 띠장(δ_{\max} 1cm)의 작용하중에 따른 유효지간길이를 서로 비교하여 나타낸 것이다. 곡선형 띠장이 저항할 수 있는 하중의 상승폭은 띠장의 지간길이 10m일 경우 일반띠장 대비 250x250강재는 39%, 300x300강재는 41%, 350x350강재는 42% 및 400x400강재는 47%까지 증가하는 것으로 나타났다.

표 3.15 작용하중에 따른 곡선형 띠장의 유효 지간길이($\delta_{\max}=1\text{cm}$, 단위 : t/m)

한계지간 사용강재	5m	6m	7m	8m	9m	10m	11m	12m	13m	14m	15m
250*250	97.8	31.7	13.6	7.0	4.0	2.5	1.6	1.2	0.8	0.6	0.3
300*300	178.4	56.8	24.0	12.4	7.1	4.5	3.0	2.2	1.5	1.1	0.8
350*350	344.0	107.8	45.0	22.8	13.2	8.4	5.7	4.1	3.0	2.2	1.7
400*400	557.6	172.7	71.1	35.8	20.7	13.1	8.9	6.4	4.8	3.6	2.8

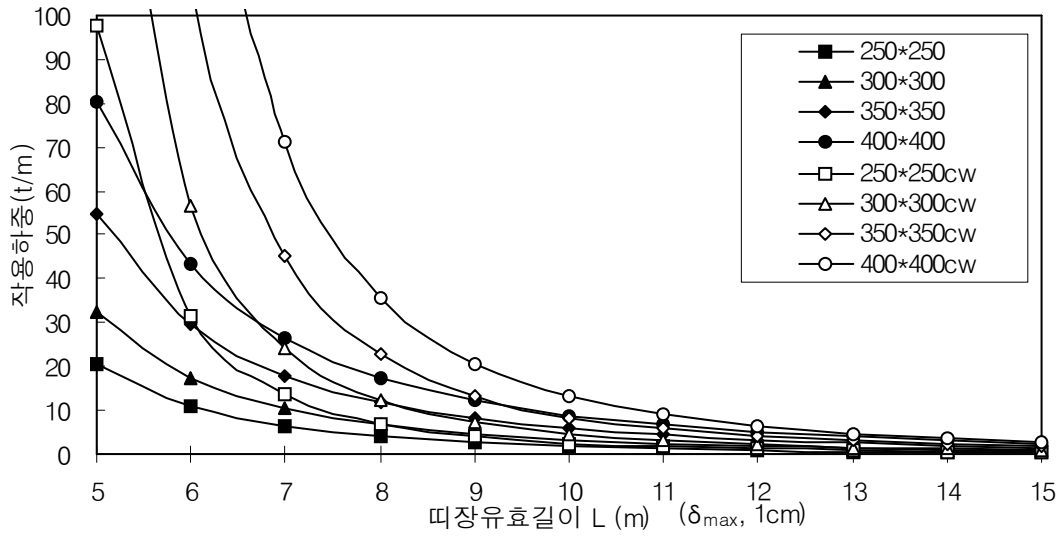


그림 3.9 작용 하중에 따른 곡선형 띠장의 유효 지간 길이(δ_{max} 1cm)

표 3.16과 그림 3.10는 일반띠장과 곡선형 띠장(δ_{max} 3cm)의 작용하중에 따른 유효 지간길이를 서로 비교하여 나타낸 것이다.

곡선형 띠장이 저항할 수 있는 하중의 상승폭은 띠장의 지간길이 10m일 경우 일반 띠장 대비 250x250강재는 117%, 300x300강재는 122%, 350x350강재는 129%, 400x400강재는 142% 증가하는 것으로 나타났다.

표 3.16 작용하중에 따른 곡선형 띠장의 한계 지간 길이(δ_{max} 3cm)

단위 : t/m

한계지간 사용강재	6m	7m	8m	9m	10m	11m	12m	13m	14m	15m
250*250	73.7	28.0	12.9	6.8	3.9	2.4	1.6	1.0	0.7	0.5
300*300		51.4	23.4	12.2	7.1	4.5	2.9	2.0	1.4	1.0
350*350			44.9	23.3	13.5	8.5	5.6	3.9	2.8	2.1
400*400			72.1	37.3	21.5	13.5	9.0	6.3	4.6	3.4

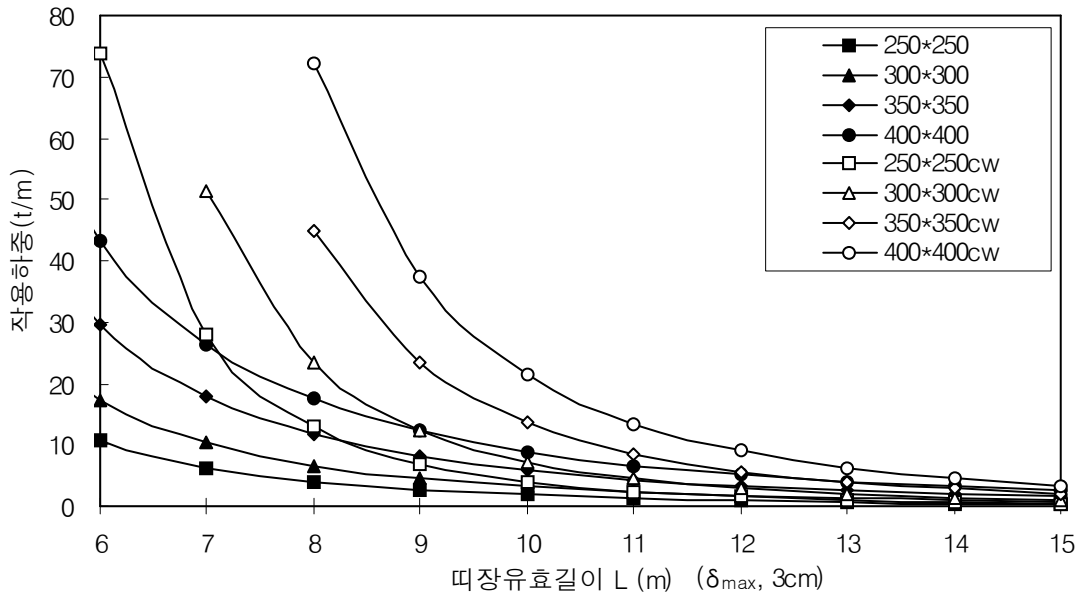


그림 3.10 작용 하중에 따른 곡선형 띠장의 유효 지간 길이(δ_{max} 3cm)

표 3.17와 그림 3.11은 일반띠장과 곡선형 띠장(δ_{max} 5cm)의 작용하중에 따른 유효 지간길이를 서로 비교하여 나타낸 것이다.

곡선형 띠장이 저항할 수 있는 하중의 상승폭은 띠장의 지간길이 10m일 경우 일반 띠장 대비 250x250강재는 189%, 300x300강재는 203%, 350x350강재는 215%, 400x400강재는 236% 증가하는 것으로 나타났다.

표 3.17 작용하중에 따른 곡선형 띠장의 한계 지간 길이(δ_{max} 5cm)

한계지간 사용강재	단위 : t/m							
	8m	9m	10m	11m	12m	13m	14m	15m
250*250	18.8	9.4	5.2	3.1	2.0	1.3	0.9	0.6
300*300		17.3	9.7	5.8	3.8	2.5	1.7	1.2
350*350			18.6	11.2	7.2	4.8	3.4	2.5
400*400			29.9	18.0	11.5	7.8	5.5	4.0

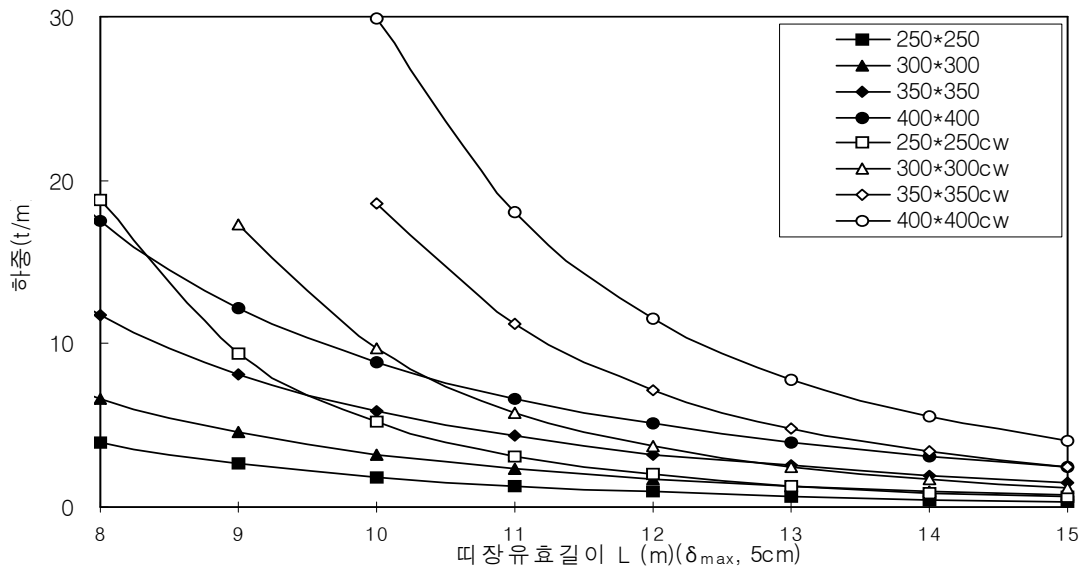


그림 3.11 작용 하중에 따른 곡선형 띠장의 유효 지간길이(δ_{max} 5cm)

표 3.18 및 그림 3.12는 350x350 강재 사용시 변위량 및 설계지간에 따른 일반 띠장 대비 곡선형 띠장의 하중 저항 증가량을 나타낸 것으로서 1cm ~ 5cm 변위량 제작시 10m 지간의 경우 하중증가량은 5.1t/m ~ 12.7t/m 범위로 나타났다.

표 3.18 변위량 및 설계지간에 따른 저항 하중증가량(350*350, 단위 : t/m)

한계지간 변위량 δ_{max}	5m	6m	7m	8m	9m	10m	11m	12m	13m	14m	15m
1cm	289.00	78.33	27.14	11.00	5.11	2.50	1.36	0.83	0.46	0.29	0.13
2cm		156.67	54.14	22.00	10.11	5.00	2.73	1.58	0.92	0.57	0.47
3cm				33.13	15.22	7.60	4.09	2.33	1.38	0.86	0.53
4cm					20.22	10.10	5.45	3.17	1.85	1.21	0.73
5cm						12.70	6.82	3.92	2.31	1.50	0.93
6cm							8.18	4.75	2.77	1.79	1.13
7cm							9.55	5.50	3.23	2.07	1.33
8cm								6.33	3.69	2.36	1.47
9cm									4.23	2.64	1.67
10cm									4.69	2.93	1.87
P_{max}	289.00	156.67	54.14	33.13	20.22	12.70	9.55	6.33	4.69	2.93	1.87

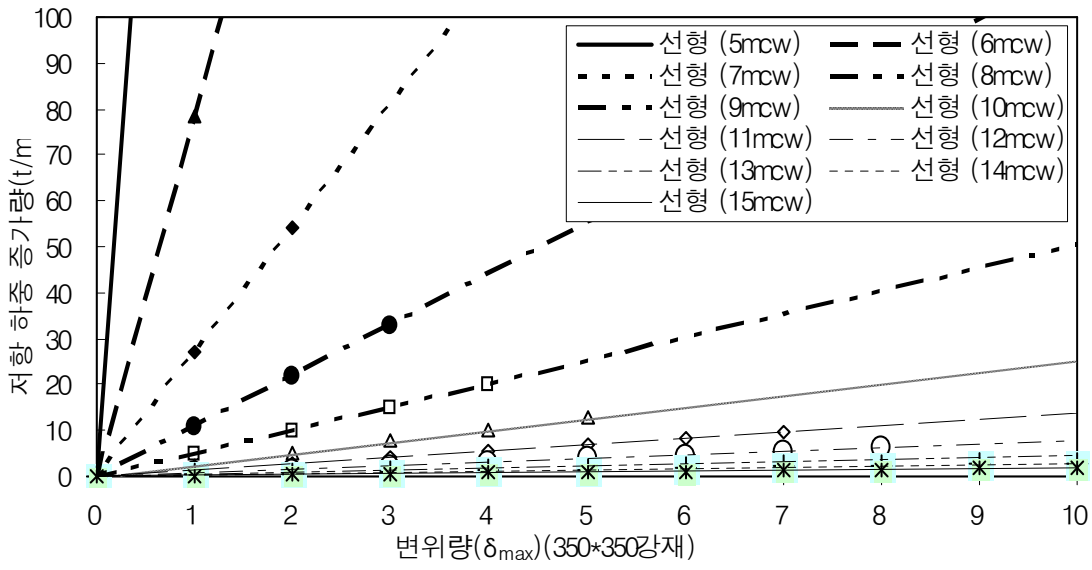


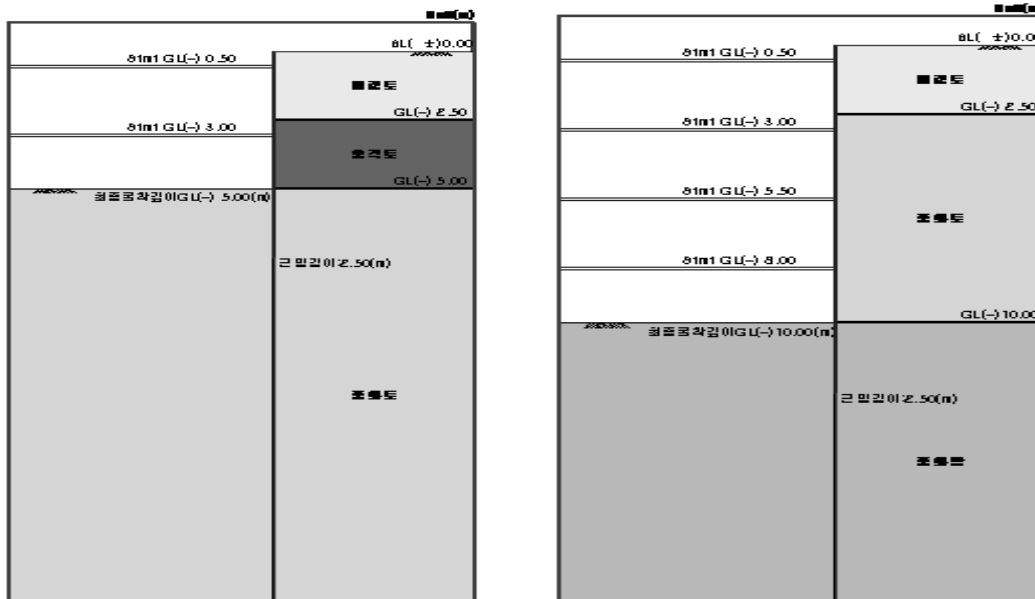
그림 3.12 변위량에 따른 저항 하중증가량(350x350)

제4장 적용 예 및 검토

4.1 해석단면의 제원 및 조건

본 장에서는 일반형 띠장과 곡선형 띠장을 적용한 가시설 토류벽의 검토에 있어 가상단면에 대하여 굴착깊이, 지반조건 등 설계 외력 조건에 따라 검토를 수행하였다. 외력의 계산은 현재 상용중인 탄소성해석 프로그램(EXCAV/W)을 사용하여 구조 안전성 검토를 수행하였다.

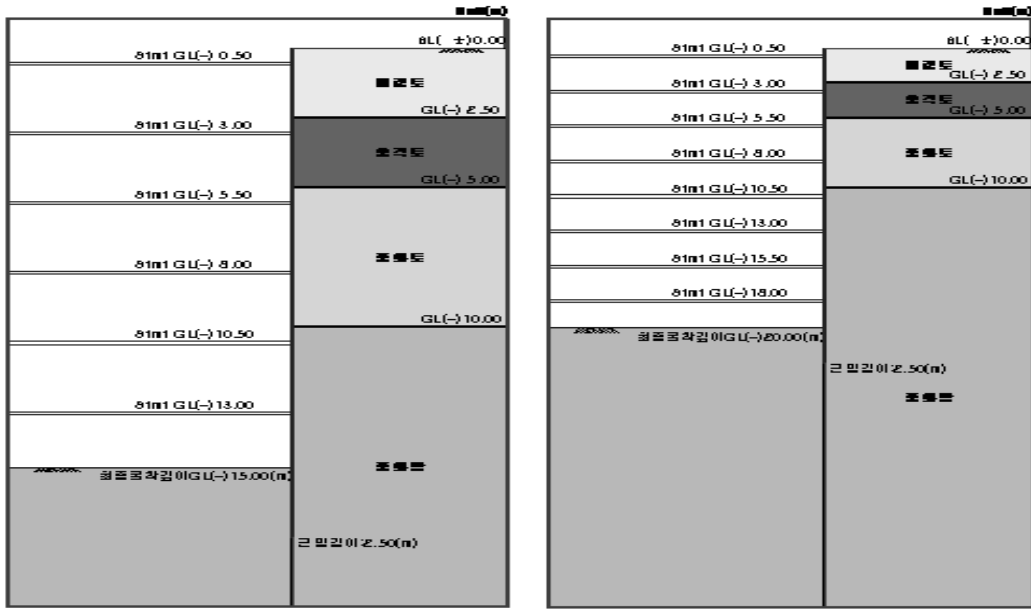
그림 4.1은 해석단면의 제원을 나타낸 것으로서 각 가상단면의 굴착깊이는 5m, 10.0m, 15.0m 및 20.0m로 구분하였으며, 버팀보의 수평간격은 10m로 설정하였고, 수직간격은 2.5m로 설정하여 검토를 수행하였다.



(a) 5m 굴착

(b) 10m 굴착

그림 4.1 해석단면의 제



(c) 15m 굴착

(d) 20m 굴착

그림 4.1 해석단면의 제원(계속)

해석단면의 사용강재는 표 4.1과 같고, 해석단면의 지반조건은 표 4.2와 같다. 한편 도로교설계기준에 의한 사용강재의 허용휨응력과 허용전단응력은 표 4.3과 같다.

표 4.1 해석단면의 사용강재

굴착깊이	엄지말뚝	띠장	버팀대	재질
5m	H-300*200*9*14	H-250*250*9*14	H-250*250*9*14	SS400
10m	H-300*200*9*14	H-300*300*10*15	H-300*300*10*15	SS400
15m	H-300*200*9*14	H-300*300*10*15	H-300*300*10*15	SS400
20m	H-300*200*9*14	H-350*350*12*19	H-350*350*12*19	SS400

표 4.2 해석단면의 지반조건

지층	EL(-) (m)	γ_t (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
매립토	2.5	1.7	-	25
충적토	5.0	1.8	-	30
풍화토	10.0	1.9	1.5	30
풍화암	25.0	2.0	2.5	35

표 4.3 띠장의 허용 휨응력 및 허용 전단응력

구 분	H-250*250*9*14	H-300*300*10*15	H-350*350*12*19
허용 휨응력	1,398 (kgf/cm ²)	1,542 (kgf/cm ²)	1,645 (kgf/cm ²)
허용 전단응력	1,200 (kgf/cm ²)		
허용 인장응력	2,100 (kgf/cm ²)		

4.2 굴착깊이에 따른 구조 안전성 검토

4.2.1 일반형 띠장의 토류벽 검토

표 4.4는 일반형 띠장의 굴착깊이별 작용력 및 모멘트 산정결과로서 굴착깊이가 깊어질수록 큰 폭으로 하중이 증가함을 알 수 있으며, 버팀대의 간격이 길어짐에 따라 최대휨모멘트는 급격히 증가하는 경향을 알 수 있다.

표 4.5는 일반형 띠장의 구조 안전성 검토결과를 나타낸 것으로서 허용휨응력비의 경우 모든 굴착단계에서 불안정한 것으로 나타났다. 허용전단응력비의 경우 5m 굴착시을 제외한 모든 굴착단계에서 불안정한 것으로 나타났으며, 5m 굴착깊이 이상에서는 전단보강을 실시할 경우 안정성을 확보할 것으로 사료되나 15m 굴착깊이 이상에는 과도한 전단보강으로 인하여 시공성이 떨어질 것으로 사료된다.

표 4.4 일반형 띠장 토류벽공법의 작용력 및 모멘트 산정결과

구분	해석 결과			
	5m굴착	10m굴착시	15m굴착시	20m굴착시
작용하중 (w) (tf/m)	4.289	7.566	10.954	18.517
최대 휨모멘트 (M_u) (tf-m)	27.450	48.422	70.107	118.507
작용 휨응력 (f_b) (kgf/cm ²)	3,166	3,560	5,154	5,152
최대전단력 (S_{max}) (tf)	20.587	36.317	52.580	88.880
작용전단응력 (τ_f) (kgf/cm ²)	1,030	1,345	1,947	2,373

표 4.5 일반형 띠장 토류벽공법의 구조 안전성 검토결과

구분		검토 결과			
		5m굴착	10m굴착	15m굴착	20m굴착
허용 휨응력비 검토 $F=f'_b/f_{ba}$		2.265>1.0 N.G	2.309>1.0 N.G	3.343>1.0 N.G	3.132 >1.0 N.G
허용 전단응력비 검토 $F=\tau'_f/\tau_a$	무보강	0.858<1.0 O.K	1.120>1.0 N.G	1.622>1.0 N.G	1.978>1.0 N.G
	stiffner보강	-	3.264 cm ²	16.817 cm ²	36.627 cm ²

4.2.2 곡선형 띠장의 토류벽 검토

표 4.6은 곡선형 띠장의 굴착깊이별 작용력 및 모멘트 산정결과로서 곡선형 띠장의 중앙부 변위량은 5m굴착 및 10m굴착시는 4cm로 가정하였으며, 15m 굴착시는 6.5cm로 가정하였고, 20m굴착시는 5.5cm로 가정하여 띠장의 안정 해석을 수행하였다.

표 4.7은 곡선형 띠장의 구조 안전성 검토결과를 나타낸 것으로서 허용휨응력비의 경우 모든 굴착단계에서 안정한 것으로 나타났다. 허용전단응력비의 경우 5m굴착 및 10m 굴착 깊이에서는 안전한 것으로 나타났으며, 15m굴착 및 20m굴착에서는 전단보강을 실시할 경우 안정성을 확보할 것으로 나타났으나 일반형 띠장공법에 비해 전단보강 개소가 50%가량 감소됨을 알 수 있다.

표 4.6 곡선형 띠장 토류벽 공법의 굴착깊이별 작용력 및 모멘트 산정결과

구분	해석 결과			
	5m굴착	10m굴착	15m굴착	20m굴착
곡선보의 변위량 (δ_{max}) (cm)	4.0	4.0	6.5	5.5
곡선보 단부 회전각 (\circ)	0.733	0.733	1.192	1.008
곡선보의 작용 반력 (W_{cw}) (kgf/cm)	6.97	13.16	21.39	35.75
곡선보의 최대 휨모멘트(M_{cw}) (tf-m)	8.7	16.5	26.7	44.7
곡선보의 인장응력(f_{cw}) (kgf/cm ²)	1,004.5	1,209.6	1,965.6	1,942.8
곡선보의 단부 반력 (R_{cw}) (tf)	3.48	6.58	10.69	17.87
곡선보의 가력 모멘트(M'_{cw}) (tf-m)	17.42	32.90	53.5	89.37
최종 모멘트(M'_u) (tf-m)	10.03	15.32	16.6	29.1
최종 휨응력(f'_b) (kgf/cm ²)	1,157.1	1,126.39	1,223.7	1,266.6
최종 전단력(S'_{max}) (tf)	17.10	29.58	41.89	71.00
최종 작용 전단응력(τ'_t) (kgf/cm ²)	856.05	1095.73	1551.38	1896.40

표 4.7 곡선형 띠장 토류벽 공법의 구조 안전성 검토결과

구분	검토 결과				
	5m굴착	10m굴착	15m굴착	20m굴착	
허용 인장응력 검토 $F=f_{cw}/f_a$	0.478<1.0 O.K	0.576<1.0 O.K	0.936<1.0 O.K	0.925<1.0 O.K	
허용 휨응력비 검토 $F=f'_b/f_{ba}$	0.828<1.0 O.K	0.740<1.0 O.K	0.794<1.0 O.K	0.770<1.0 O.K	
허용 전단응력비 검토 $F=\tau'_t/\tau_a$	무보강	0.713<1.0 O.K	0.918<1.0 O.K	1.293>1.0 N.G	1.580>1.0 N.G
	stiffner보강	-	-	7.908cm ²	21.726cm ²

4.3 지반조건에 따른 구조 안전성 검토

4.3.1 일반형 띠장의 토류벽 검토

가상단면의 굴착깊이는 10m로 고정시키고 흙막이벽 배면지반은 해석의 간편성을 위해 사질토만 존재하는 것으로 가정하였으며, 지반의 강도정수를 5단계로 구분하여 점

차 증가시켜가면서 안정성검토를 실시하였다. 버팀보의 수평간격은 10m로 설정하였고, 수직간격은 2.5m로 설정하여 검토를 수행하였다. 해석단면의 각 지반별 조건 및 사용강재는 표 4.8과 같다.

표 4.8 해석단면의 각 지반별 조건 및 사용강재

구 분	γ_t (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	사용강재	비고
지반 1	1.7	0	25	H-350*350*12*19	
지반 2	1.8	0	30	H-350*350*12*19	
지반 3	1.8	1	30	H-300*300*10*15	
지반 4	1.9	1	35	H-300*300*10*15	
지반 5	1.9	2	35	H-300*300*10*15	

표 4.9는 일반형 띠장의 지반조건별 작용력 및 모멘트 산정결과로서 지반의 강도정수가 감소 할 수록 작용하중의 증가량이 점차 커짐을 알 수 있으며, 버팀대의 간격이 길어짐에 따라 최대휨모멘트는 급격히 증가하는 경향을 알 수 있다.

표 4.9 일반형 띠장의 지반조건별 작용력 및 모멘트 산정결과

구분	해석 결과				
	지반 1	지반 2	지반 3	지반 4	지반 5
작용하중 (w) (tf/m)	15.75	13.15	9.58	8.01	5.28
최대 휨모멘트 (M_u) (tf-m)	100.85	84.21	61.36	51.27	33.80
작용 휨응력 (f_b) (kgf/cm ²)	4,384.99	3,661.64	4,512.31	3,770.03	2,485.34
최대전단력(S_{max}) (tf)	75.64	63.16	46.02	38.45	25.35
작용전단응력(τ_t) (kgf/cm ²)	2,020.33	1687.05	1,704.65	1,424.24	938.90

표 4.10은 일반형 띠장의 지반조건별 구조 안전성 검토결과를 나타낸 것으로서 허용 휨응력비의 경우 모든 지반조건에서 불안정한 것으로 나타났다. 허용전단응력비의 경우 지반 5를 제외한 모든 지반조건에서 불안정한 것으로 나타났으며, 지반 2, 지반 3, 지반 4 조건에서는 전단보강을 실시할 경우 안정성을 확보할 것으로 사료되나 지반 1의 경우 과도한 전단보강으로 인하여 시공성이 불합리할 것으로 사료된다.

표 4.10 일반형 띠장의 지반조건별 구조 안전성 검토결과

구분		검토 결과				
		지반 1	지반 2	지반 3	지반 4	지반 5
허용 휨응력비 검토 $F=f'_b/f_{ba}$		2.666>1.0 N.G	2.226>1.0 N.G	2.926>1.0 N.G	2.445>1.0 N.G	1.612>1.0 N.G
허용 전단응력비 검토 $F=\tau'_f/\tau_a$	무보강	1.683>1.0 N.G	1.405>1.0 N.G	1.420>1.0 N.G	1.186>1.0 N.G	0.782<1.0 O.K
	stiffner보강	25.59cm ²	15.19cm ²	11.35 cm ²	5.04cm ²	-

4.3.2 곡선형 띠장의 토류벽 검토

표 4.11은 곡선형 띠장의 적용시에 지반조건별 작용력 및 모멘트 해석결과를 나타낸 것으로서 곡선형 띠장의 중앙부 변위량은 지반 1과 지반 4의 경우 4cm로 가정했으며, 지반 2의 경우 3.0cm, 지반 3의 경우는 5.0cm, 지반 5의 경우 2.0cm로 가정하여 곡선형 띠장의 안정해석을 수행하였다.

표 4.12는 곡선형 띠장의 적용시에 지반조건별 구조안전성 검토결과를 나타낸 것으로서 허용휨응력비의 경우 모든 굴착단계에서 안전한 것으로 나타났다. 허용전단응력비의 경우 지반 4 및 지반 5에서는 안전한 것으로 나타났으며, 지반 1, 지반 2, 지반 3에서는 전단보강을 실시할 경우 안정성을 확보할 것으로 나타났고, 일반형 띠장 토류벽공법에 비해 전단보강 개소가 50%가량 감소됨을 알 수 있다.

표 4.11 곡선형 띠장 토류벽공법의 지반조건별 단면력 및 모멘트 산정결과

구분	해석 결과				
	지반1	지반2	지반3	지반4	지반5
곡선보의 변위량 (δ_{max}) (cm)	4.0	3.0	5.0	4.0	2.0
곡선보 단부 회전각 (\circ)	0.733	0.550	0.917	0.733	0.367
곡선보의 작용 반력 (W_{cw}) (kgf/cm)	26.0	19.50	16.45	13.16	6.58
곡선보의 최대 휨모멘트(M_{cw}) (tf-m)	32.5	24.2	20.6	16.5	8.20
곡선보의 인장응력(f_{cw}) (kgf/cm ²)	1,413	1,059	1,521	1,209	604.8
곡선보의 단부 반력 (R_{cw}) (tf)	13.0	9.8	8.2	6.58	3.29
곡선보의 가력 모멘트(M'_{cw}) (tf-m)	64.99	48.75	41.1	32.9	16.5
최종 모멘트(M'_u) (tf-m)	35.86	35.46	20.23	18.37	17.0
최종 휨응력(f'_b) (kgf/cm ²)	1,559	1,542	1,488	1,350	1,276
최종 전단력(S'_{max}) (tf)	62.64	53.41	37.79	31.87	22.06
최종 작용 전단응력(τ'_f) (kgf/cm ²)	1,673	1,426	1,400	1,180	817

표 4.12 곡선형 띠장 토류벽공법의 지반조건별 구조 안전성 검토결과

구분	구조 안전성 검토결과					
	지반1	지반2	지반3	지반4	지반5	
허용 인장응력 검토 $F=f_{cw}/f_a$	0.672<1.0 O.K	0.504<1.0 O.K	0.630<1.0 O.K	0.504<1.0 O.K	0.252<1.0 O.K	
허용 휨응력비 검토 $F=f'_b/f_{ba}$	0.948<1.0 O.K	0.937<1.0 O.K	0.965<1.0 O.K	0.876<1.0 O.K	0.827<1.0 O.K	
허용 전단응력비 검토 $F=\tau'_f/\tau_a$	무보강	1.394>1.0 N.G	1.139>1.0 N.G	1.167>1.0 N.G	0.984<1.0 O.K	0.680<1.0 O.K
	stiffner보강	14.76cm ²	7.06cm ²	4.49cm ²	-	-

제 5 장 분석 및 고찰

5.1 일반형 띠장과 곡선형 띠장의 비교

표 5.1 및 그림 5.1은 사용강재별 변위량 및 설계지간에 따른 일반 띠장 대비 곡선형 띠장의 하중 저항 증가량을 나타낸 것으로서 5cm 변위량 제작시 10m 지간의 경우 하중증가량은 250*250강재는 3.4t/m, 300*300강재는 6.5t/m, 350*350강재는 12.7t/m, 400*400강재는 21.0t/m 증가하는 것으로 나타났다.

표 5.1 작용하중에 따른 곡선형 띠장의 한계 지간 길이(δ_{max} 5cm)

단위 : t/m

사용강재	한계지간	8m	9m	10m	11m	12m	13m	14m	15m
		250*250	4.0	2.7	1.8	1.3	0.9	0.6	0.4
250*250	일반띠장								
	곡선띠장	18.8	9.4	5.2	3.1	2.0	1.3	0.9	0.6
300*300	일반띠장		4.6	3.2	2.4	1.8	1.3	1.0	0.7
	곡선띠장		17.3	9.7	5.8	3.8	2.5	1.7	1.2
350*350	일반띠장			5.9	4.4	3.3	2.5	1.9	1.5
	곡선띠장			18.6	11.2	7.2	4.8	3.4	2.5
400*400	일반띠장			8.9	6.6	5.1	3.9	3.1	2.5
	곡선띠장			29.9	18.0	11.5	7.8	5.5	4.0

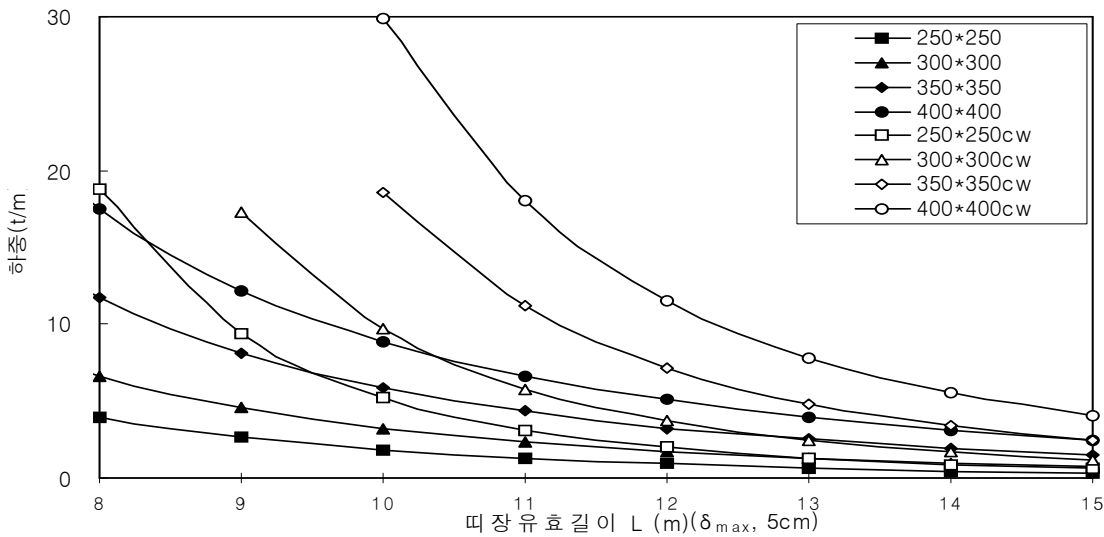


그림 5.1 작용 하중에 따른 곡선형 띠장의 유효 지간길이(δ_{max} 5cm)

5.2 굴착깊이에 따른 결과분석

그림 5.2는 일반형 띠장공법과 곡선형 띠장공법의 적용 시 굴착깊이별 허용 휨응력비를 서로 비교하여 나타낸 것으로써 5m굴착시 기존공법 대비 안전율이 2.73배 증가하였고, 10m굴착시 3.12배, 15m굴착시 4.21배, 20m굴착시 4.06배 증가하는 것으로 나타났다.

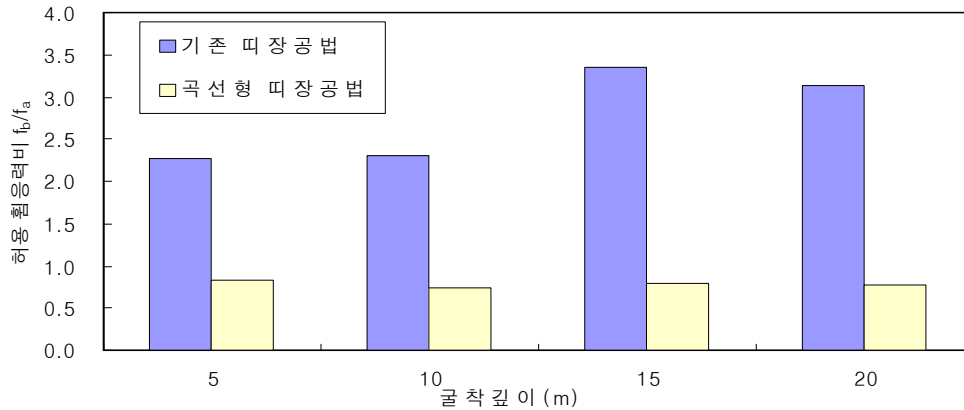


그림 5.2 굴착깊이에 따른 허용 휨응력비 비교

그림 5.3은 일반형 띠장공법과 곡선형 띠장공법의 적용 시 굴착깊이별 허용전단응력비를 비교하여 나타낸 것으로써 5m굴착시 기존공법 대비 안전율이 1.20배 증가하였고, 10m굴착시 1.22배, 15m굴착시 1.25배, 20m굴착시 1.25배 증가하는 것으로 나타났다.

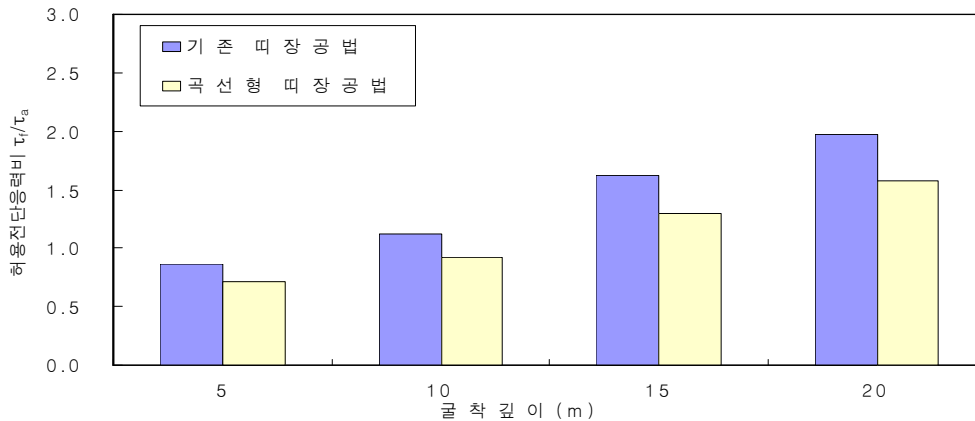


그림 5.3 굴착깊이에 따른 허용 전단응력비 검토

5.3 지반조건에 따른 결과분석

그림 5.4는 일반형 띠장 토류벽 공법과 곡선형 띠장 토류벽 공법의 적용 시 굴착깊이별 허용 휨응력비를 서로 비교하여 나타낸 것으로써 지반 1의 경우 일반형 띠장 토류벽 공법 대비 안전율이 2.81배 증가하였고, 지반 2는 2.37배, 지반 3은 3.03배, 지반 4는 2.79배, 지반 5는 1.94배 증가하는 것으로 나타났다.

그림 5.5는 일반형 띠장 토류벽 공법과 곡선형 띠장 토류벽 공법 적용 시 지반조건별 허용전단응력비를 서로 비교하여 나타낸 것으로써 지반 1의 경우 기존공법 대비 안전율이 1.2배로 증가하였고, 지반 2는 1.23배, 지반 3은 1.21배, 지반 4는 1.2배 및 지반 5는 1.15배 증가하는 것으로 나타났다.

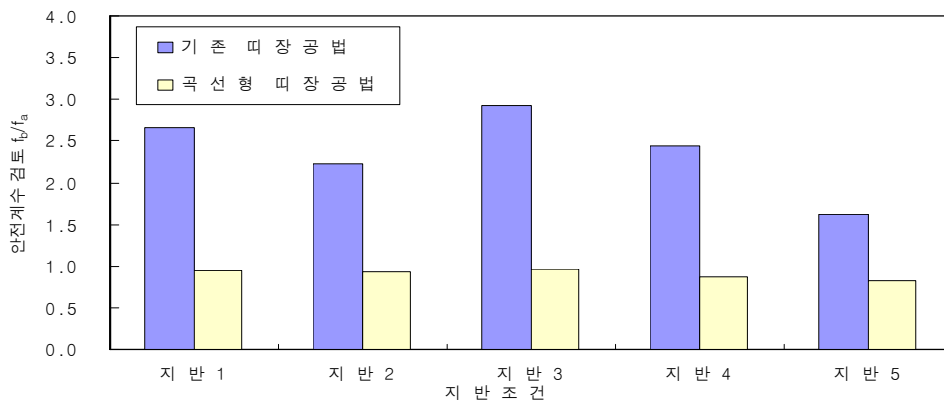


그림 5.4 지반조건에 따른 허용 휨응력비 검토

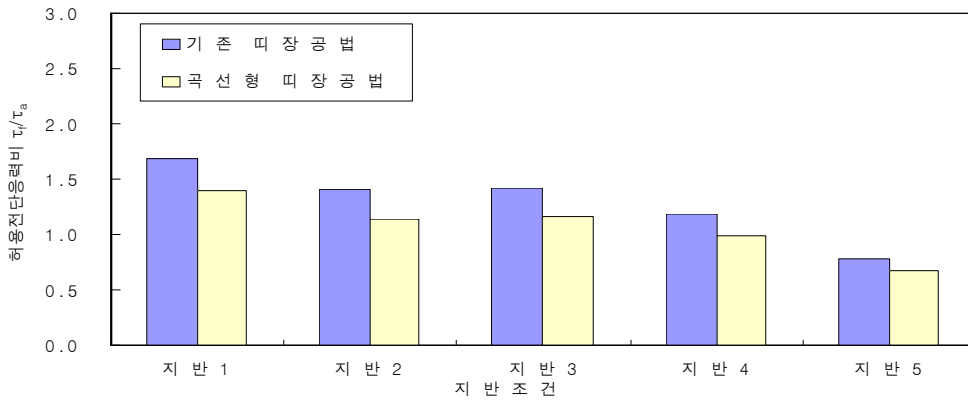


그림 5.5 지반조건에 따른 허용 전단응력비 검토

제 6 장 결 론

본 연구에서는 곡선형 띠장의 거동특성을 분석하고 실제지반의 적용성 검토를 위해 가상지반 및 가상단면을 설정하여 곡선형 띠장의 구조안정성 검토를 실시해 보았으며 기존의 공법과 서로 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 사용강재의 허용인장응력 범위에서 곡선형 띠장의 중앙부 최대 허용변위량의 한계를 검토한 결과 띠장길이 10m을 기준으로 350*350강재의 경우 5cm 까지 제작이 가능한 것으로 분석되었다.

2. 강재의 허용인장응력 범위내에서의 곡선형 띠장의 최대 단부작용력은 350*350의 경우 16.25tf으로 산정되었고 저항모멘트는 81.24t-m로 산정되었다.

3. 임의의 외력을 단계별로 점차 증가시켜 곡선보의 거동을 분석해본 결과 휨응력비의 경우 곡선보의 변위량을 키울수록 전반적으로 안정한 것으로 분석되었으나 전단의 경우 휨응력에 비해 안정성이 다소 떨어지는 것으로 분석되었으며 전단력이 초과되는 부분에 대해서는 전단보강을 실시해야 되는 것으로 나타났다.

4. 일반띠장과 곡선형 띠장(δ_{max} 5cm, 지간길이 10m)의 작용하중에 따른 유효 지간 길이를 서로 비교 해본 결과 곡선형 띠장이 저항할 수 있는 하중의 상승폭은 반 띠장 대비 350*350강재의 경우 215% 증가하는 것으로 나타났다.

5. 가상단면을 설정한 후 곡선형띠장을 적용해본 결과 굴착깊이 5m~20m 적용시 허용 휨응력비의 경우 기존공법 대비 안전율이 평균 3.53배 증가하는 것으로 나타났으며 허용 전단응력비는 1.23배 증가하는 것으로 나타났다. 한편 지반조건별 휨응력의 안전율은 기존공법대비 2.59배 증가하는 것으로 나타났으며 허용 전단응력비는 1.20배 증가하는 것으로 나타났다.

참 고 문 헌

1. 김창용(1998), “도심지 터널 굴착에 따른 지반거동 특성 예측과 인접구조물 손상 평가에 관한 연구”, 한양대학교 박사학위 논문.
2. 삼성중공업(2001), “지하구조물을 이용한 흙막이용 스트러트 공법 - 삼성 SPS 공법”, 한국지반공학회지 17권 2호, pp.62~66.
3. 조성한, 이동현, 김윤태, 김정열, 정상삼, 주재건, 이윤택(2000), “2000 지반굴착 기술의 과제”, 한국지반공학회지 16권 4호, pp.19~33.
4. 지반굴착기술위원회(2002), “지반굴착 기술의 최근 연구동향(2)”, 한국지반공학회지 18권 11호, pp.8~21.
5. 양구승(1996), “도심지 깊은 굴착시 발생하는 인접 지반 지표침하 분석”, 서울대학교 박사학위 논문.
6. 오정환, 조철현, 백영식(1998), “도심지 지하굴착시 인접지반 거동에 대한 분석” 범학술발표회 논문집, 한국지반공학회.
7. 유충식(2000), “지반공학 분야의 국외 정보화 시공기술 적용 사례 및 발전 방향”, 정보화 기술 위원회 범 학술세미나 논문집, 한국지반공학회.
8. 이봉열(2000), “굴착모형실험에 의한 흙막이 벽체 및 주변지반의 거동에 관한 연구”, 단국대학교 박사학위논문.
9. 이종규(1993), “다층지반 굴착시 토류벽에 작용하는 토압분포”, 한국지반공학회 논문집, 한국지반공학회, Vol. 9, No. 1.
10. 이종규 · 전성곤(1993), 다층지반 굴착시 토류벽에 작용하는 토압분포.
11. 천일지오컨설턴트(1995), 단계별 지하굴착에 대한 탄소성해석 프로그램 SUNEX 사용메뉴얼.
12. (주)한국지오컨설턴트(1999), EXCAV/W 프로그램 매뉴얼, Ver, 1.02.
13. 홍원표 · 주정석 · 김학문(1993), 지하철 건설에 따른 근접시공의 문제점 및 개선 방향.

14. Bjerrum, L. and Eide, O.(1956), "Stability of strutted excavations in clay, Geotechnique, Vol. 1", No. 1, pp.32~47.
15. Bowles, J. E.(1988,1996), "Foundation Analysis and Desig. 5th Ed." McGraw-Hill Book Co., pp.589~623.
16. Chang-Yu Ou, Pio-Go Heieh, and Dar-Chang Chiou(1993), "Characteristics of ground surface settlement during excavation", Canadian Geotechnical Journal. 30, pp.758~767.
17. Coulomb, C. A.(1776), "An attempt to apply the rules of maxima and minima to seeral problems of stability related to architecture".
18. Das, B. M.(1994), "Principles of foundation Eng., 3rd Ed". PWS eng. pp.423~462, pp.273~347.
19. Duncan, J. M. and Chang, C. K.(19730), "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", JSMFD, ASCE, Vol. 96, No. SM5, Proc, Paper 7513, pp.1629~1653.
20. Eager, P.(1972), "Influence of wall stiffness and anchor prestressing on earth pressure distribution", Proc. of 5th Europe Conf. soil mech. and foundation eng., Madrid.
21. Franklin, J. A.(1977), "Some practical considerations in the planning of field instrumentation. Proc. of Int. symposium on field measurements in Rock Mechanics:, Zurich, Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp.3~13.
22. Gould, J. P.(1980), "A summary of some perfomance records,m New Developments in Earth Support-Case Historics"., ASCE.
23. Hashash, Y. M. A. and Whuttle, A. J.(1996), "Ground movement prediction for deep excavation in soft clay", ASCE, Vol. 122, No. 6, pp.474~487.
24. Ho, S. K. and Rowe, R. K.(1994), "Prediction behavior of two centrifugal model soil walls", ASCE, Vol. 120, No. 10, pp.1845~1873

25. Lanbe, T. W., Wolfskill, L. A. and Jaworski, W. E.(1972), "The performance of a subway excavation", ASCE, Proc. of the Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures., pp.1403~1424.
26. Malcolm Puller(1996), "Deep Excavations a practical manual", Thomas Telford, London, pp.121~155.
27. Mana, A. I. and Clough, G. W.(1981), "Prediction of movements for braced cuts in clay", ASCE, Vol. 107, No GT6, June, pp.759~777.
28. McCormac, J. C.(1995), "Structural Steel Design - LRFD Method", 2nd edition, Harper Collins College Publishers.
29. NAVFAC(1982), DM-7.2
30. O'Rourke, T. D. and Hobelman, A. G.(1992), "Excavation and support for the urban infrastructure". Geotechnical Special Publication No. 33, ASCE.
31. Ou, C. Y., Chiou, D. C. and Wu, T. S.(1996), " Three-dimensional finite element analysis of deep excavation", ASCE, Vol. 122, No. 5, pp.337~345.
32. Peck, R. B.(1943), "Earth pressure measurements in open cuts, Chicago subway", Trans. ASCE, No. 108, pp.1009~1036.
33. Peck, R. B.(1969), "Deep excavation and tunneling in soft ground:", 7th ICEMFE, Mexico city pp.225~290.
34. Terzaghi, K.(1936), "Effect of the type of drainage of retaining walls on the earth pressure".
35. Tschebotarioff(1951), G.P.Soil Mechanics, Foundations and Earth Structure, McGraw-Hill, New York.

- 요 지 -

기존의 지하 흠막이공법에 있어 다량의 버팀대 설치는 공사기간 뿐만 아니라 공사비용의 증가를 초래함으로써 비경제적인 건설공사로 진행되고 있다.

지금까지 기존 흠막이공법의 개선 및 공법연구가 활발히 진행되고 있으며 그 결과 많은 신공법들이 개발되어 현장에서 적용되어지고 있다. 그러나 개발 되고 있는 공법 또한 부차적인 강재 및 부자재 등의 사용으로 인하여 그 적용성에 한계가 있으며 현재 까지 개발된 공법의 시공성, 안전성 및 경제성을 동시에 만족할 만한 공법이 개발되고 있지 않는 실정이다.

따라서 본 연구에서는 이러한 문제점을 보완하기 위하여 곡선형 띠장의 거동특성을 분석하고 실제지반의 적용성 검토를 위해 가상지반 및 가상단면을 설정하여 기존의 공법과 서로 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

곡선형띠장의 제작 길이 10m을 기준으로 350*350 강재의 경우 허용인장응력 범위에서 중앙부 최대 허용변위량은 5cm 까지 가능한 것으로 분석되었으며 최대 단부작용력은 16.25tf으로 산정되었고 저항모멘트는 81.24t-m로 산정되었다.

또한 임의의 외력을 단계별로 점차 증가시켜 곡선형 띠장의 거동을 분석해본 결과 휨응력비의 경우 곡선보의 변위량을 키울수록 전반적으로 안정한 것으로 분석되었으나 전단의 경우 휨응력에 비해 안정성이 다소 떨어지는 것으로 분석되었으며 전단력이 초과되는 부분에 대해서는 전단보강을 실시해야 되는 것으로 나타났다.

일반띠장과 곡선형 띠장의 작용하중에 따른 유효 지간길이를 서로 비교 해본 결과 곡선형 띠장이 저항할 수 있는 하중의 상승폭은 일반 띠장 대비 350*350강재의 경우 215% 증가하는 것으로 나타났다.

가상단면을 설정한 후 곡선형띠장을 적용해본 결과 굴착깊이 5m~20m 적용시 허용 휨응력비의 경우 기존공법 대비 안전율이 평균 3.53배 증가하는 것으로 나타났으며 허용 전단응력비는 1.23배 증가하는 것으로 나타났다. 한편 지반조건별 휨응력의 안전율은 기존공법대비 2.59배 증가하는 것으로 나타났으며 허용전단응력비는 1.20배 증가하는 것으로 나타났다.