

스트럿-타이 모델에 의한 콘크리트 구조물에서의 현치부 영향 평가

윤영목^{1)*} · 김병현¹⁾ · 이원석¹⁾

¹⁾경북대학교 토목공학과

(2002년 2월 25일 원고접수, 2003년 3월 11일 심사완료)

Strut-Tie Model Evaluation of Haunch Effects in Concrete Structures

Young-Mook Yun¹⁾, Byung-Hun Kim¹⁾, and Won-Seok Lee¹⁾

¹⁾ Dept. of Civil Engineering, Kyungpook National University, Daegu, 702-701, Korea

(Received February 25, 2002, Accepted March 11, 2003)

ABSTRACT

This paper evaluates the effects of haunches and the characteristic differences of haunch design regulations through design of pier and box structures with/without haunches. The design of the pier and box structures was conducted by using the linear elastic plane stress finite element analysis, the DIN 1045 and ACI 318-99 codes, the suggested experimental design equations, and the strut-tie model approach. To prove the validity of design results obtained by the strut-tie model approach, the ultimate strength of two haunched reinforced concrete beams tested to failure was evaluated by using the approach. According to the comparison and evaluation of the design results, it is concluded that the design results of haunched reinforced concrete structures by using conventional and design codes need to be complemented with those by using the strut-tie model approach that reflected the effects of haunches in design comparatively well through the actions of arch and direct transfer of applied loads.

Keywords : pier and box structure, haunch effect, haunch design regulations, strut-tie model approach

1. 서 론

콘크리트 부재의 설계는 외부하중에 의해 구조물에 발생하는 응력과 변형을 구조해석에 의해 구하고, 구한 응력과 변형에 대하여 안전하고 경제적인 단면을 결정하는 것이다. 그러나 콘크리트 부재는 축력, 휨, 전단, 비틀림 등의 조합된 단면력, 기하학적 복잡성, 재료특성에 의한 비선형성, 그리고 기타의 여러 가지 원인에 의하여 설계에 많은 어려움이 있다. 특히 설계방법과 설계결과에 대한 문제가 안전성 및 경제성의 측면에서 종종 제기되어온 현치부를 갖는 콘크리트 교각구조물 및 박스구조물은 다양한 기하학적 형상으로 제작될 수 있지만 이들 구조물의 거동 및 강도를 정확히 파악하고 설계한다는 것은 어려운 일이다. 현치부를 갖는 일반적인 교각구조물과 박스구조물의 정확한 거동 및 강도의 예측은 기존의 선형탄성 유한요소해석으로는 매우 어려운데, 이는 교각구조물과 박스구조물의 기하학적 형상 및 재료성질의 변화에 따른 하중전달 메카니즘이 변화하기 때문이다.

현치부를 갖는 철근콘크리트 부재에 대한 연구는 몇몇

연구를 제외하고는 그다지 활발하지 못하였다. Debaiky & Elniema²⁾는 현치부를 갖는 철근콘크리트 보의 거동, 전단 강도, 그리고 최대전단균열의 위치 등을 평가하기 위해 33개의 다양한 현치비를 갖는 보를 실험하였다. 또한 휨 철근의 쇠기작용과 현치부 콘크리트의 형상변화가 철근콘크리트 보의 전단강도에 미치는 영향을 분석하고, 철근의 쇠기작용과 현치부에서의 하중전달 메카니즘을 고려한 전단강도 식을 제안하였다. MacLeod & Houmsi⁴⁾는 6개의 실제 크기의 전단철근이 없는 콘크리트 보의 실험결과를 근거로 현치부의 하중전달 메카니즘을 하나의 변수값으로 정의하는 식을 제안하였다. 제안된 식은 특히 현치비가 0.09~0.18를 갖는 보에서는 좋은 결과를 가지는 것으로 나타났다. Tena-Colunga⁹⁾는 현치부를 갖는 보로 구성된 1층 및 12층 철근콘크리트 골조구조물의 실험을 수행하였으며, 실험결과를 근거로 휨 및 전단 하중을 받는 현치부를 갖는 보의 연성 상세설계 방법을 제안하였다. ACI318-99 설계기준¹⁾에서는 현치부의 기하학적 형상으로 인한 하중전달 메카니즘의 변화를 계수전단력을 수정하여 설계에 고려하는 방법을 추천하고 있으며, DIN1045 설계기준³⁾에서는 콘크리트가 부담하는 전단강도 식에 현치부의 영향을 고려하는 설계방법을 제안, 사용하고 있다.

* Corresponding author
Tel : 053-950-5610 Fax: 053-950-6564
E-mail: ymyun@knu.ac.kr

본 연구에서는 현치부를 갖는 콘크리트 교각 및 박스 구조물을 선형탄성 평면응력/평면변위 유한요소해석, 각각 두 종류의 실험식 및 설계기준, 그리고 스트럿-타이 모델 방법 등을 이용하여 설계하였으며, 그 결과의 비교·평가를 통해 현치부의 영향 및 각 설계방법간의 차이점을 분석하였다. 또한 현치부를 갖는 철근콘크리트 부재의 스트럿-타이 모델 설계결과의 신뢰성을 입증하기위해 실제 실험·파괴된 현치부를 갖는 철근콘크리트 보의 스트럿-타이 모델 방법에 의한 강도해석을 수행하였다. 본 연구결과를 통해 응력교란 영역을 갖는 극한하중 상태의 철근콘크리트 부재 해석/설계에 논리적이고 합리적인 방법으로 알려진 스트럿-타이 모델 방법이 현치부를 갖는 철근콘크리트 부재의 설계에도 효과적으로 활용될 수 있음을 증명하였다.

2. 교각구조물의 설계 및 설계결과의 고찰

본 연구에서는 일반적인 교량에서 많이 사용되는 현치부의 형상이 서로 다른 세 종류의 π 형 교각구조물을 선형탄성 평면응력 유한요소해석, DIN1045³⁾, ACI318-99¹⁾, Mac-Leod & Houmsi 실험식⁴⁾, Debaiky & Elniema 실험식²⁾, 그리고 스트럿-타이 모델 방법^{10,11)}을 이용하여 설계하였으며, 현치부의 영향 및 각 설계방법간의 차이점을 평가하기 위하여 설계결과를 비교·분석하였다. 세 종류의 교각구조물을 각각 Type I, Type II, Type III라 칭하였다. 각 교각구조물의 현치의 수평길이에 대한 수직높이의 비, 즉 현치비는 0.30, 0.45, 0.60이며, 모든 교각구조물의 교축방향의 폭은 3m이다. Fig. 1은 Type II 교각구조물의 기하학적 형상을 보여주고 있다. 세 종류의 교각구조물 설계결과를 비교하기 위하여 각 교각구조물에 동일한 하중조건 및 경계조건들을 사용하였다. 교각구조물의 설계에 사용된 콘크리트의 압축강도 f_{ck} 는 240kgf/cm^2 이며, 휨 및 전단철근의 항복강도는 3000kgf/cm^2 이다.

2.1 설계기준 및 실험식에 의한 설계

휨과 전단을 받는 교각구조물의 휨 설계 시 휨철근의 단면적 A_{sf} 는 다음의 ACI318-99의 식을 이용하여 결정하였다.

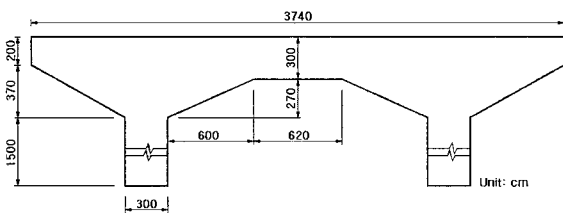


Fig. 1 Section properties of type II pier structure

$$A_{sf} = \frac{|M_u|}{\phi_f f_{yf} (d - a/2)} \quad (1)$$

여기서, $\phi_f (= 0.9)$ 는 휨에 대한 강도감소계수, f_{yf} 는 휨철근의 항복강도, d ($h - 30\text{cm}$, h = 단면의 높이)는 단면의 유효깊이, a 는 등가응력블럭의 깊이, 그리고 M_u 는 단면의 계수휨모멘트이다. 단면의 계수휨모멘트는 선형탄성 평면변위해석을 통하여 결정하였다. 유한요소해석 프로그램으로는 SAP2000⁶⁾을 사용하였다. Type II 교각구조물의 유한요소모델은 Fig. 2와 같다. Type I 및 Type III 교각구조물의 유한요소모델은 Type II의 그것과 유사하며, 이들의 하중조건 및 경계조건은 Type II의 조건과 동일하다. 구조해석을 위한 모델링 시 구조물의 축선은 절점단면의 도심을 직선으로 연결한 선으로 취하였다.

휨과 전단을 받는 교각구조물의 전단설계 시 전단철근의 단면적 A_{sv} 는 다음의 식에 의해 결정하였다.

$$A_{sv} = \frac{s (V_u / \phi_v - V_c)}{f_{yv} d} \quad (2)$$

여기서, $\phi_v (= 0.85)$ 는 전단에 대한 강도감소계수, f_{yv} 는 전단철근의 항복강도, s 는 d 범위 내에서 배근되는 전단철근의 간격, V_c 는 콘크리트가 부담하는 전단강도, 그리고 V_u 는 단면의 계수전단력이다. 단면의 계수전단력은 선형탄성 평면변위해석을 통하여 결정하였다. ACI318-99에서는 단면이 점차 감소 혹은 증가하는 현치부를 갖는 보의 설계 시 식 (2)의 계수전단력 V_u 는 다음의 감소된 전단력 V_R 로 대체된다고 보았다(Fig. 3).

$$V_R = V_u - \frac{|M_u|}{jd} (\tan \alpha_c + \tan \alpha_t) \quad (3)$$

여기서, $|M_u|$ 및 jd 는 각각 계수모멘트의 절대값 및 계수모멘트의 팔길이를 나타내며, α_c 및 α_t 는 Fig. 3에서와 같이 각각 압축력 및 인장력이 수평선과 이루는 각으로, 이들은 계수모멘트의 절대값이 증가하는 방향으로 팔길이 jd 가 증가하면 양(+)의 값을 가진다. Fig. 3에서 C (= T)는 좌측단부의 계수모멘트 M_u 을 팔길이 jd 로 나눈 수평력을 나타낸다.

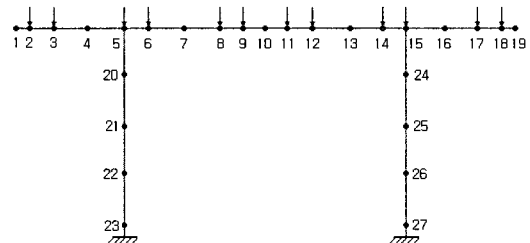
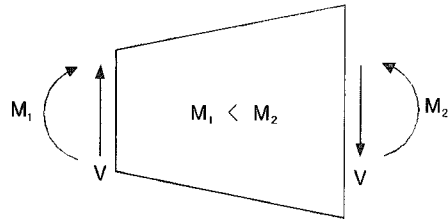
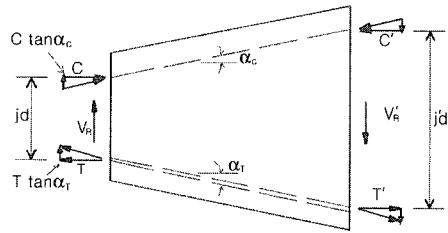


Fig. 2 Plane frame finite element model for pier structures



(a) Forces on beam segment



(b) Internal forces and shears

Fig. 3 Reduced shear force in non-prismatic member

현치부의 영향이 고려된 콘크리트가 부담하는 전단강도 V_c 는 DIN1045, MacLeod & Houmsi 실험식, 그리고 Debaiky & Elniema 실험식에서 각각 다음의 식 (4), (6), (7)로 주고 있다. 식 (5)는 ACI318-99에서의 콘크리트가 부담하는 전단강도 식으로서, 여기서는 현치부의 영향이 고려되지 않았다.

$$V_{c \text{ DIN1045}} = V_{pc} \pm \left(\frac{M}{d}\right) \tan \alpha \quad (4)$$

$$V_{c \text{ ACI318-99}} = 2 \sqrt{f_c'} bd \quad (5)$$

$$V_{c \text{ MacLeod, Houmsi}} = V_{pc} + \left(\frac{M}{d_{cr}}\right) F \tan \alpha \quad (6)$$

$$V_{c \text{ Debaiky, Elniema}} = v_c' (1 + 1.7 \tan \alpha) + 0.25 \rho_w f_{yw} \sin \alpha bd_s \quad (7)$$

식 (4)에서, M 및 d 는 현치부를 갖는 임의의 단면에서의 모멘트 및 유효깊이를 나타내며, α 는 현치부가 수평과 이루는 각이다. 또한 V_{pc} 는 유효깊이 d_{cr} 를 갖는 보의 현치부 단면에서 콘크리트가 부담하는 전단강도로서, 다음과 같다.

$$V_{pc} = v_c b d_{cr} \quad (8)$$

여기서, b 는 위험단면에서의 현치부를 갖는 부재의 폭을 나타내며, $v_c (N/mm^2)$ 는 유효깊이가 일정한 보가 파괴될 때의 콘크리트 전단응력으로서 BS8110 설계기준⁸⁾에서는 다음과 같이 주고 있다.

$$v_c = \left(\frac{0.79}{1.25}\right) \left(\frac{f_{cu}}{25}\right) \left(\frac{100 A_s}{b d_{cr}}\right)^{0.33} \left(\frac{400}{d_{cr}}\right)^{0.25} \quad (9)$$

여기서, A_s 는 주철근의 단면적이고, $f_{cu} (= 1.28 f_{ck})$ 는 콘크리트의 극한강도이다. 또한 식 (8) 및 (9)에서 d_{cr} 은

위험단면에서의 유효깊이로서, 다음과 같다.

$$d_{cr} = d_o + (c_h - s) \tan \alpha \quad (10)$$

여기서, d_o 는 현치부가 없는 단면의 유효깊이를, c_h 는 변곡점으로부터 위험단면까지의 거리를, 그리고 s 는 변곡점으로부터 현치부가 시작하는 곳까지의 거리를 나타낸다(Fig. 4). 식 (4)에서, 유효깊이 d 가 증가하는 방향으로 모멘트가 증가하면 V_c 의 값은 V_{pc} 와 $(M/d) \tan \alpha$ 를 합한 것이며, 유효깊이 d 가 감소하는 방향으로 모멘트가 증가하면 V_c 의 값은 V_{pc} 와 $(M/d) \tan \alpha$ 를 뺀 것이다.

식 (6)에서, V_{pc} 는 유효깊이 d_{cr} 을 갖는 보 단면에서의 콘크리트가 부담하는 전단강도로서 식 (8)로부터 구한다. 또한 α 는 현치부와 수평과 이루는 각이며, F 는 $\tan \alpha$ 가 0.083~0.183범위인 5개 보의 실험결과로부터 얻은 계수로서, 다음과 같이 제안되었다.

$$F = 0.27 (1 + \tan \alpha)^{10} \quad (11)$$

식 (7)에서, d_s 는 현치부를 갖는 보의 지지부 단면의 유효깊이를, A_{sf} 는 휨철근량을, 그리고 v_c' 은 콘크리트가 부담하는 전단강도로서 ACI318-99 설계기준에서 제안한 다음의 식 (12)와 같다.

$$v_c' = 1.9 \sqrt{f_c'} + 2500 \frac{A_{sf}}{b d_f} \frac{V_u d}{M_u} \quad (12)$$

여기서, V_u 및 M_u 는 계수단면력으로서 선형탄성 평면배대 해석으로부터 얻는다. 식 (7)을 이용하여 전단철근량을 식 (2)로부터 구할 경우 식 (2)의 d 를 d_s 로 대체하여야 한다.

2.2 선형탄성 평면응력 유한요소해석에 의한 설계

선형탄성 평면응력 유한요소해석을 위한 Type II 교각구조물의 유한요소모델은 Fig. 5와 같다. 이 교각구조물의 콘크리트의 탄성계수 및 프와송 비는 각각 2.62×10^5 및 0.19이다. Type I 및 III 교각구조물의 유한요소모델은 Type II의 그것과 유사하며, 하중 및 경계 조건, 콘크리트의 탄성계수, 프와송 비는 Type II의 경우와 동일하다. 교각구조물의 수평(휨) 및 수직(전단) 철근량 A_{sf}

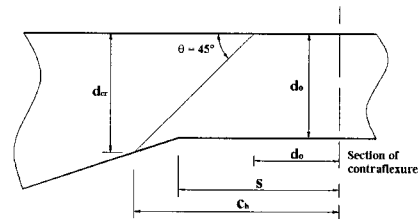


Fig. 4 Location and effective depth of critical section of concrete members with haunches in DIN 1045 code

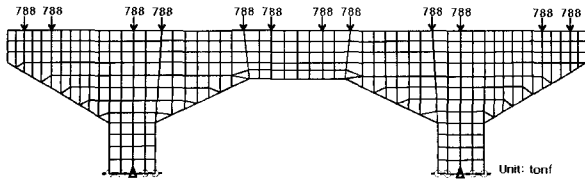


Fig. 5 Plane stress finite element model for type II pier structure

및 A_{sv} 는 각각 교각구조물의 동일 수직간격내의 각 유한 요소에 발생하는 최대 인장응력값 및 교각구조물의 동일 수평간격내의 유한요소에 발생하는 최대 전단응력값을 이용한 다음의 식에 의하여 산정하였다.

$$A_{sf} = \frac{\sigma_x ht}{\phi_f f_{yf}} \quad (13)$$

$$A_{sv} = \frac{\tau_{xy} ht - \phi_v V_c}{\phi_v f_{yv}} \quad (14)$$

여기서, σ_x 및 τ_{xy} 는 각각 평면응력 유한요소의 수평방향 응력 및 전단응력이며, t 및 h 는 각각 평면응력 유한요소의 두께 및 수직방향의 길이이다. 또한 V_c 는 콘크리트가 부담하는 전단강도로서, 본 연구에서는 식 (4) 및 (5)를 이용하여 산정하였다.

2.3 스트럿-타이 모델에 의한 설계

2.3.1 현치부를 갖는 보의 해석

본 연구에서는 현치부를 갖는 철근콘크리트 부재의 스트럿-타이 모델 설계결과와 신뢰성을 입증하기 위해 Debailky & Elniema에 의해 실험·파괴된 현치부를 갖는 두 개의 철근콘크리트 보 D5 및 D6의 극한강도를 스트럿-타이 모델 방법을 이용하여 평가하였다. 두 개 보의 철근 및 콘크리트의 재료성질은 Table 1과 같으며, 이들 보의 기하학적 형상 및 배근상세는 Fig. 6과 같다. 보 D5 및 D6의 파괴는 각각 6500kgf 및 7500kgf에서 전단압축균열의 형태로 나타났다.

보 D5 및 D6의 강도평가를 위한 스트럿-타이 모델의 선정 시 철근타이의 위치는 배근된 철근의 위치를 고려하여 결정하였다. 콘크리트 스트럿의 방향과 위치는 압축주응력의 작용방향을 근거로 하여 우선적으로 결정하고, 선정된 스트럿-타이 모델이 구조적으로 안정된 트러스 구조가 되도록 경사방향의 스트럿을 추가하였다. Fig. 7 및 8은 각각 보 D5에서의 압축주응력 흐름 및 보 D5의 스트럿-타이 모델을 보인 것이다. Fig. 8에서 보의 중앙에 서로 교차하는 인장타이는 수치해석과정에서 스트럿-타이 모델의 안정성을 위해 추가한 것으로, 이들 타이의 강성은 매우 작은 값으로 취하였다. 보 D6의 강도평가를 위한 스트럿-타이 모

Table 1 Material properties of haunched beams

Beams	f_{ck}	Top steel			Bottom steel			Web steel		
		Bars	E_o	f_y	Bars	E_o	f_y	Stirrup	E_o	f_y
D5	295	2ø6	2038	3305	3ø20	2038	3305	ø5.5 @10	2038	3305
D6	328	2ø6	2038	3305	3ø20	2038	3305	ø8 @20	2038	3305

Unit for f_{ck}, f_y : kgf/cm²; E_o : tonf/cm²

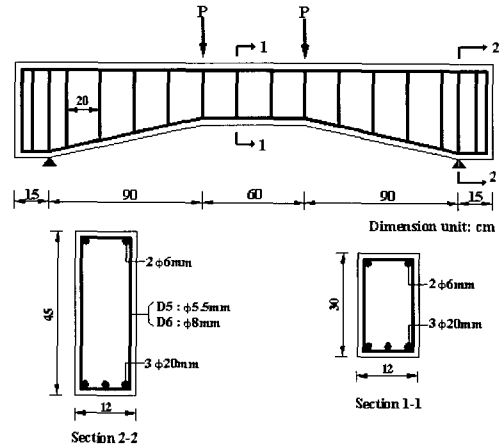


Fig. 6 Geometry and reinforced details of haunched beams

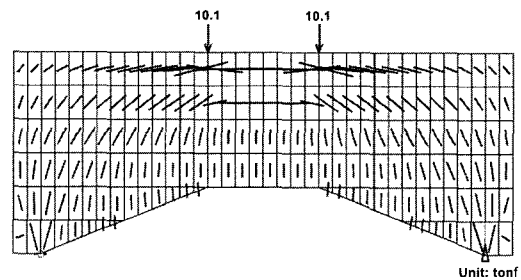


Fig. 7 Compressive principal stress flows in haunched beam D5

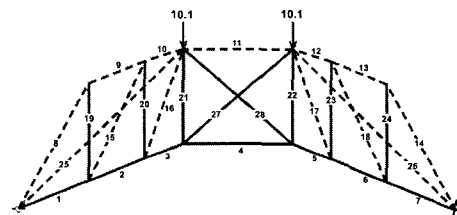


Fig. 8 Strut-tie model for haunched beam D5

델은 보 D5의 스트럿-타이 모델과 동일한 형태의 것으로 선정하였다.

콘크리트 스트럿의 유효강도는 평면유한요소의 주응력비로 결정된 콘크리트 스트럿의 주응력비를 2차원 응력을 받는 무근콘크리트의 파괴포락선에 적용하여 일차적으로 결정하고, 2차원 압축주응력 흐름과 스트럿 방향과의 차이각

을 고려하여 전 단계에서의 스트럿의 유효강도를 일차적으로 수정하고, 그리고 강재에 의한 콘크리트의 구속의 정도를 고려하는 반복적인 과정을 필요로 하는 알고리즘을 이용하여 이차적으로 결정된 유효강도를 최종적으로 수정하는 방법^{13,22)}으로 결정하였다.

각각 설계압축력 P_{rs} 를 받는 스트럿과 설계인장력 P_{rt} 를 받는 타이의 단면적 A_{strut} 및 A_{tie} 는 다음의 조건식을 만족시키는 알고리즘¹¹⁾을 이용하여 구하였다.

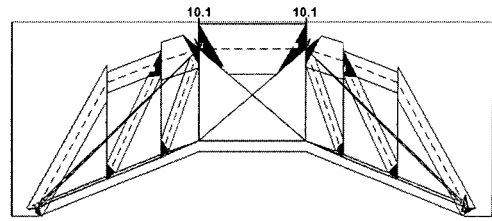
$$P_{rs} \leq \phi_s A_{strut} f_s \quad (15a)$$

$$P_{rt} \leq \phi_t A_{tie} f_t \quad (15b)$$

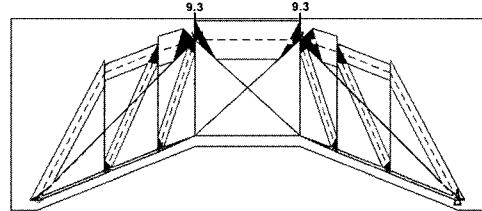
여기서, ϕ_s 및 ϕ_t 는 각각 스트럿 및 타이의 강도감소계수로서 콘크리트 부재의 스트럿-타이 모델 해석 시 1로 취하는 값이며, f_s 및 f_t 는 각각 스트럿 및 타이의 유효강도를 나타낸다. 스트럿-타이 모델 자체의 수치해석 시 참고 문헌의 알고리즘에 의해 결정된 철근타이의 단면적은 철근타이의 위치에 해당하는 실제 배근된 철근의 단면적으로 치환하였다. 최대하중 하에서 스트럿과 타이의 단면적이 결정된 보 D5 및 D6의 차원화된 스트럿-타이 모델의 형상은 Fig. 9와 같다.

현치부를 갖는 보 D5 및 D6의 정확한 거동과 힘의 재분배 과정을 스트럿-타이 모델 자체의 유한요소해석 시에 고려하기 위하여 외부하중을 20단계의 증분하중으로 작용시켰다. 각 증분하중단계마다 필요한 콘크리트 스트럿의 접선탄성계수 값은 스트럿의 유효강도, 스트럿의 유효강도에 대응되는 스트럿의 최대변형률, 스트럿의 초기접선탄성계수, 그리고 스트럿의 할선탄성계수 등을 필요로 하는 Saenz⁵⁾가 제안한 형태의 응력-변형률 관계식으로부터 구하였다. 여기서 콘크리트 스트럿의 최대변형률은 2축 하중을 받는 무근콘크리트의 비선형 평면응력 유한요소해석을 통하여 구하였다. 모든 철근타이의 응력-변형률 관계는 bi-linear로 보았으며, 철근타이의 항복전과 후의 접선탄성계수는 두 직선의 기울기로부터 구하였다.

절점영역의 강도검토는 스트럿-타이 모델 해석에서 중요한 단계중의 하나이다. 본 연구에서는 절점영역의 강도를 무근콘크리트 절점영역에 대한 비선형 유한요소해석을 수행하여 절점영역의 파괴메카니즘 발생여부를 판단하는 Yun¹¹⁾의 방법을 이용하였다. 여기서는 절점영역에 파괴메카니즘이 발생할 경우 절점영역은 스트럿-타이 모델의 절점에 연결된 스트럿 및 타이의 단면력을 지지할 수 없다고 간주한다. 절점영역의 파괴메카니즘은 절점영역의 한 경계면의 콘크리트 파쇄에 의한 것과 절점영역의 한 경계면에서 다른 경계면까지의 균열진전에 의한 것으로 분류한다. 이때 콘크리트의 파쇄 및 균열의 발생기준은 서로 다른 2차원 응력의 조합으로 구성된 콘크리트의 2차원 파괴포락선으로부터 결정한다. 현치부를 갖는 보 D5 및 D6 스트럿

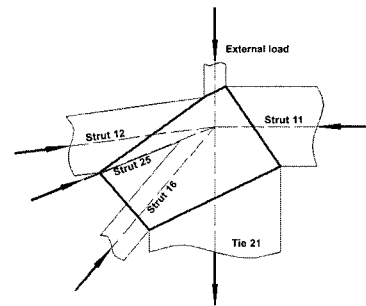


(a) Beam D5 under 155 % ultimate load

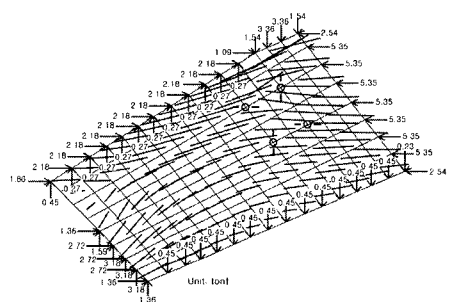


(b) Beam D6 under 125 % ultimate load

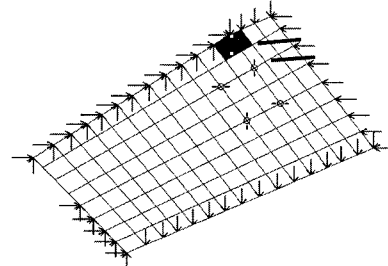
Fig. 9 Dimensioned strut-tie models for haunched beams



(a) Nodal zone shape



(b) Compressive principal stress flow



(c) Cracked and crushed shape under 97 % ultimate load

Fig. 10 Strength analysis of critical nodal zone in haunched beam D5

-타이 모델에서는 외부집중하중이 작용하는 절점부근을 위험절점영역으로 보았다. 위험절점영역의 강도검토를 위하여 보 D5 및 D6 스트럿-타이 모델의 구조적 안정조건 및 기하학적 적합조건을 만족하면서 이들 모델이 받을 수 있는 최대하중을 먼저 구한 후 이 상태에서 위험절점영역의 형상을 결정하였다. 보 D5의 경우 스트럿-타이 모델이 받을 수 있는 최대하중은 실험파괴하중의 155%로 결정되었는데 (Table 2), 이는 실험파괴하중의 155% 이상에 해당되는 하중을 보 D5 스트럿-타이 모델에 가했을 때 이 스트럿-타이 모델은, 비록 Fig. 9(a)와 같이 기하학적 적합조건을 만족시켰지만, 20 및 23번 철근타이에 의하여 스트럿-타이 모델의 구조적 안정조건을 만족시킬 수 없었기 때문이다. 보 D5에서의 위험절점영역의 형상, 이 절점영역에서의 압축주응력 흐름, 그리고 균열 및 파쇄 형상은 Fig. 10과 같다. 절점영역의 형상 결정 시 서로 이웃하는 절점영역 경계면에서의 내부 각이 둔각이 되지 않도록 하는 Yun¹²⁾의 방법을 이용하였다. 위험절점영역에서의 압축주응력 흐름방향은 Fig. 7의 해당되는 영역에서의 압축주응력 흐름방향과 유사하다. 실험파괴하중의 97%가 작용할 때 이 절점영역에서는 하중판에 의해 형성된 절점영역 경계면에서 콘크리트 파쇄에 의한 파괴메카니즘이 발생하였다. 보 D5의 위험절점영역의 강도검토 시에 적용한 동일한 방법으로 보 D6의 위험절점영역의 강도를 검토하였다. 이 절점영역에서의 압축주응력 흐름방향도 해당되는 영역에서의 압축주응력 흐름방향과 유사하며, 실험파괴하중의 100%가 작용할 때 이 절점영역에서도 하중판에 의해 형성된 절점영역 경계면에서 콘크리트 파쇄에 의한 파괴메카니즘이 발생하였다.

스트럿-타이 모델 방법에서는 (1)증분하중 작용과정에서 스트럿과 타이의 강성감소에 의해 스트럿-타이 모델이 구조적으로 불안정할 때; (2)스트럿-타이 모델의 기하학적 적합조건이 만족되지 않을 때; 그리고 (3)스트럿-타이 모델의 위험절점영역에서 파괴메카니즘이 발생할 때 등을 콘크리트 부재가 극한한계상태에 도달한 상태라고 본다¹¹⁾. 이와 같은 기준에 의해 평가된 두 개 보의 극한강도는 Table 2와 같다. 스트럿-타이 모델 방법은 스트럿-타이 모델의 안정조건, 스트럿-타이 모델의 기하학적 적합조건, 그리고 절점영역의 강도조건 등을 이용하여 현치부가 있는 보의 강도를 비교적 정확히 평가할 수 있음을 Table 2로부터 알 수 있다. 스트럿-타이 모델 방법은 본 연구의 현치부를 갖는 보의 경우 외에 철근콘크리트 깊은 보¹⁸⁾, 프리스트레스 깊은 보^{19,21)}, 철근콘크리트 턱이진 보²⁰⁾, 포스트-텐션 콘크리트 보의 정착부²²⁾, 철근콘크리트 코벨¹⁷⁾ 등을 비롯한 많은 콘크리트 부재의 거동 및 강도를 전반적으로 잘 평가할 수 있었으므로, 스트럿-타이 모델을 이용한 현치부를 갖는 콘크리트 부재의 설계결과는 신뢰할 수 있을 것으로 판단된다.

Table 2 Ultimate strength of haunched beams determined by strut-tie model approach

Beams	(*)/P _{test} , (**), (***)	Criteria for determining ultimate strength			$\frac{P_{predicted}}{P_{test}}$
		S. Stabi.	G. Compa.	N.Z. Strength	
D5	1.55, S. Stabi, 20 & 23	-	-	○	0.97
D6	1.25, S. Stabi, 20 & 23	-	-	○	1.00

(*): Maximum load that can be applied to beam strut-tie models; (**): Cause for not exceeding ; (***): Strut/tie number that caused structural stability and/or geometrical compatibility; S. Stabi: Structural stability; G. Compa.: Geometrical compatibility; N.Z.: Nodal zone

2.3.2 교각구조물의 설계

스트럿-타이 모델 방법을 이용한 콘크리트 부재의 설계 절차에 있어서, 첫 번째는 주어진 외부하중에 대한 부재내부의 주응력흐름을 유한요소해석을 통해 찾고 주응력흐름을 바탕으로 적합한 스트럿-타이 모델을 구성하는 것이다^{7,10,11)}. 유한요소모델에서는 실제 교각구조물이 상부만 고려하였는데, 이는 교각구조물 상부의 거동이 교각구조물 하부의 거동에 크게 영향을 받지 않는다고 가정하였기 때문이다. Fig. 11은 Type II 교각구조물 내부에서의 압축주응력의 흐름을 보인 것이며, Fig. 12는 압축주응력의 흐름을 기초로 하여 선정된 대칭단면에 대한 스트럿-타이 모델을 보인 것이다. Type I 및 III 교각구조물의 설계를 위한 스트럿-타이 모델도 Type II의 그것과 동일한 방법에 의해 선정하였다. 교각구조물 스트럿-타이 모델에서의 콘크리트 스트럿의 유효강도 및 스트럿과 타이의 단면적은 2.3.1절의 현치부를 갖는 보의 스트럿-타이 모델 해석에 적용한 방법으로 결정하였다. 스트럿-타이 모델에 의한 콘크리트 부재의 설계 시 스트럿 및 타이의 강도감소계수 ϕ_s 및 ϕ_t 는 각각 0.85 및 0.90으로 취하였다. Fig. 13은 Type II 교각구조물에서 단면적이 결정된 차원화된 스트럿-타이 모델을 나타내고 있는데, 이 모델은 기하학적인 적합조건을 만족시키고 있다. 가장 큰 응력이 집중되는 Fig. 13의 교각기둥부분 위험절점영역에서의 강도를 검토한 결과, 이 영역에서 발생하는 최대 압축주응력의 크기는 $1.28f_{ck}$ 이었으며, 이 영역의 일부는 파쇄 되었으나 2.3.1절에서 정의된 절점영역의 파괴메카니즘은 발생하지 않았다. Type I 및 III 교각구조물의 스트럿-타이 모델도 Type II의 경우와 같이 기하학적 적합조건을 만족시켰다. 또한 이들 모델에서 가장 큰 응력이 집중되는 Type II와 비슷한 곳에 위치한 교각기둥부분 위험절점영역에서의 강도를 검토한 결과, 이들 영역에서 발생하는 최대 압축주응력의 크기는 각각 $1.20f_{ck}$ 및 $1.26f_{ck}$ 이었으며 이들 영역에서 파괴메카니즘은 발생하지

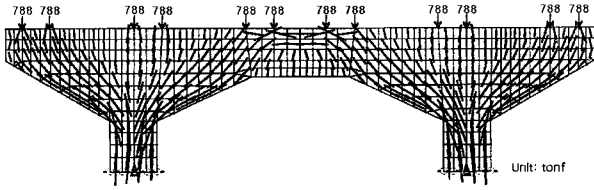


Fig. 11 Compressive stress flows in type II pier structure

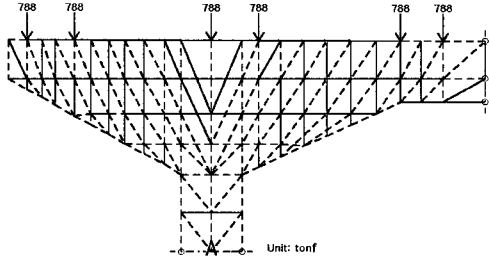


Fig. 12 Strut-tie model for type II pier structure

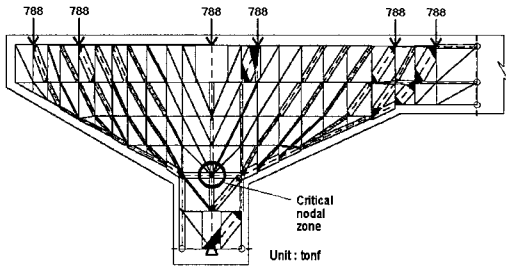


Fig. 13 Dimensioned strut-tie model for type II pier structure

않았다. 선정된 스트럿-타이 모델은 모두 기하학적 적합조건 및 절점영역의 강도조건을 만족시켰으므로, 이를 모델로부터 철근타이 유효폭에 배치될 철근량을 산정하였다.

2.4 결과고찰

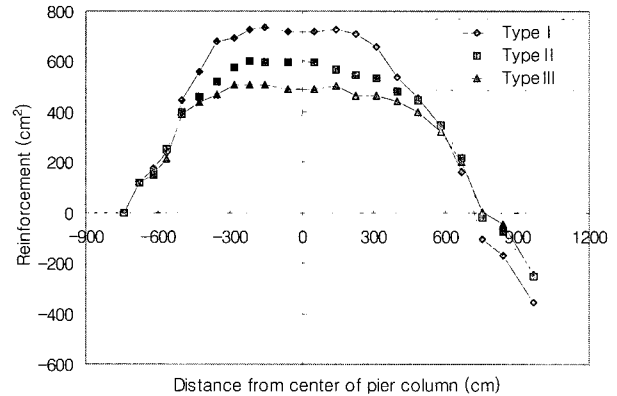
선형탄성 평면응력 유한요소해석, 설계기준 및 실험식, 그리고 스트럿-타이 모델 방법을 이용하여 산정한 형상이 다른 세 종류 교각구조물에서의 필요한 휨 및 전단 철근량은 Table 3에서 비교하였다. 스트럿-타이 모델 방법에 의해 결정된 헨치비에 따른 휨 및 전단 철근량은 Fig. 14에서 비교하였다. Table 3에서는 각 설계방법 모두 헨치비가 큰 교각구조물 내측전단지간에서 적은 양의 휨 및 전단 철근이 필요하다는 것을 보여주고 있다. 필요 휨 및 전단 철근량이 헨치비에 따라 많은 차이를 보이는 것은 헨치부를 통해 교각구조물의 기둥부로 직접 전달되는 하중의 크기가 헨치부의 형상에 따라 다르기 때문인 것으로 보인다. Fig. 14(a)의 스트럿-타이 모델 방법에 의한 설계결과의 경향과 유사하게, 선형탄성 평면응력 유한요소해석 및 ACI318-99 설계기준과 접목된 평면뺀대해석에 의한 설계에서도 정모

스트럿-타이 모델에 의한 콘크리트 구조물에서의 헨치부 영향 평가

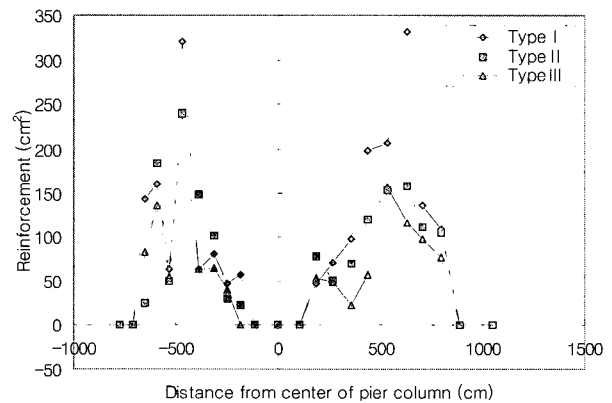
Table 3 Required flexural and shear reinforcement for pier structures

		Type I	Type II	Type III	
Max. flexural reinforcement (cm^2)	Negative	Case 1	932.3	759.4	654.8
		Case 2	827.1	663.2	556.1
		Case 3	735.5	600.0	509.0
	Positive	Case 1	525.2	484.5	464.5
		Case 2	412.9	333.5	221.9
		Case 3	95.5	62.6	0.0
Shear reinforcement (cm^2)	Max.	Case 1	198.1	83.2	29.3
		Case 2	140.0	111.6	90.4
		Case 3	332.3	157.7	157.2
	Total	Case 1	547.7	390.0	113.4
		Case 2	691.9	603.7	499.8
		Case 3	1199.0	845.0	629.4

Shear reinf. is measured along inside half shear span; Case 1: Linear elastic plane frame finite element analysis with ACI318-99 code; Case 2: Linear elastic plane stress finite element analysis with ACI318-99 code for concrete shear strength; Case 3: Strut-tie model approach



(a) Flexural reinforcement



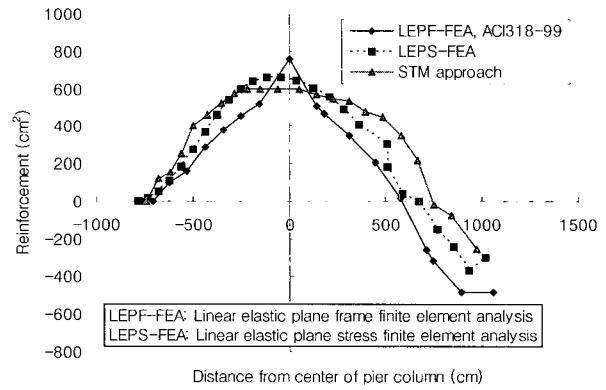
(b) Shear reinforcement

Fig. 14 Required reinforcement for pier structures by strut-tie model approach

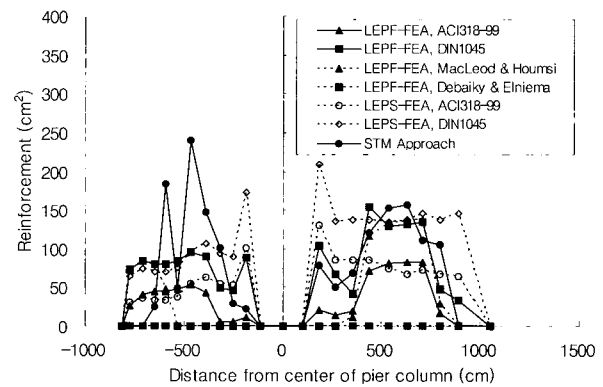
멘트에서 부모멘트로 바뀌는 단면이 헨치비가 클수록 교각 기둥의 중심부에서 부재내측으로 이동하였다.

해석방법 및 설계기준에 따른 Type II 교각구조물의 휨 및 전단 철근량의 비교는 Fig. 15에서 보여주고 있다. Fig. 15(a)에서는 ACI318-99 설계기준과 접목된 선형탄성 평면 뼈대해석에 의한 휨철근량이 교각기둥부 및 내측지간부의 정모멘트가 발생하는 영역에서 다른 방법에 의한 양보다 큰 값을 보이고 있는데, 이는 각 하중점에 작용하는 하중들의 일부분이 현치부를 통해서 교각기둥으로 직접전달 됨이 없이 기둥중심부에서의 거리로부터 휨모멘트를 발생시키기 때문인 것으로 판단된다. 또한 교각기둥의 중심부로부터 우측으로 5.0~7.2m 영역에서 정철근이 배근될 위치는 유한 요소해석에 의한 것 보다 스트럿-타이 모델에 의한 경우가 가장 오른쪽으로 치우쳐있는데, 이는 외부하중이 현치부의 스트럿에 의해 교각기둥으로 직접 전달되기 때문인 것으로 판단된다. 교각기둥의 중심으로부터 좌우로 약 2.5m 떨어진 $\pm 2.5 \sim \pm 7.5m$ 영역에서는 스트럿-타이 모델에 의해 산정된 휨철근량이 가장 큰 값을 보이고 있다.

Fig. 15(b)에서는 교각기둥부 중심의 좌측의 캔틸레버부 및 우측의 내측전단지간부에 필요한 전단철근량을 DIN 1045, ACI318-99, MacLeod & Housni 실험식, Debaiky & Elniema 실험식, 선형탄성 평면응력 유한요소해석, 그리고 스트럿-타이 모델 방법을 이용하여 산정, 비교한 것이다. 여기서 설계기준 및 실험식을 적용할 경우 교각구조물의 단면위치별 계수전단력은 선형탄성 평면뼈대해석으로부터 구하였으며, 선형탄성 평면응력 유한요소해석을 적용할 경우 콘크리트의 전단강도는 DIN1045 및 ACI318-99로부터 구하였다. 교각구조물의 내측전단지간부의 경우, DIN1045, ACI318-99, 그리고 스트럿-타이 모델 방법에 의한 전단지간 위치별 필요전단철근량의 경향은 비슷하게 나타났다. 그러나 ACI318-99에 의한 필요전단철근량은 DIN1045 및 스트럿-타이 모델 방법에 의한 것의 40%정도로 산정되었다. ACI318-99의 콘크리트 전단강도 식을 고려한 선형탄성 평면응력 유한요소해석에 의한 최대 필요전단철근량은 DIN 1045 및 스트럿-타이 모델 방법에 의한 것과 비슷하나, 전단지간 위치별 필요전단철근량은 큰 차이를 보인다. 교각구조물 캔틸레버부의 경우, DIN1045 및 ACI318-99에 의한 단면위치별 필요전단철근량의 경향은 비슷하게 나타났으나, 스트럿-타이 모델 방법에 의한 설계결과는 이들에 의한 것과는 전혀 다른 양상을 보인다. 캔틸레버부의 전 구간에서 ACI318-99에 의한 전단철근량은 DIN1045에 의한 것의 40%정도로 나타났으며, DIN1045 및 스트럿-타이 모델 방법에 의한 캔틸레버부의 전 구간에서 필요한 전체 전단철근량은 비슷하게 나타났으나 DIN1045에 의한 최대 필요전단철근량은 스트럿-타이 모델 방법에 의한 것의 40%로 나타났다. MacLeod & Housni 실험식에 의한 최대 필요전단철근량은 내측전단지간 현치부가 끝나는 단면부근에서는 DIN1045 및 스트럿-타이 모델 방법에 의한 것 그리고 캔



(a) Flexural reinforcement



(b) Shear reinforcement

Fig. 15 Required reinforcement for type II pier structure by finite element analysis and strut-tie model approach

틸레버부의 현치가 끝나는 단면부근에서는 DIN1045에 의한 것과 비슷하나, 그 이외 단면에서의 필요전단철근량은 이들 방법에 의한 것과 큰 차이를 보인다.

MacLeod & Housni 실험식의 경우, 기타 나머지 방법의 설계결과와는 달리 교각중심 좌우의 일정구간에서는 전단 철근이 거의 필요하지 않는 것으로 나타났는데, 이는 현치부의 전단저항 정도를 고려하는 식 (11)의 계수 F 가 본 연구의 교각구조물에서는 지나치게 크게 평가되었기 때문이다. 식 (11)의 계수 F 는 현치비 $\tan\alpha$ 가 0.083~0.183인 현치부의 실험결과를 근거로 제안된 것이기 때문에 본 연구의 현치비가 0.30이상인 교각구조물의 전단설계에는 적절치 않은 것으로 보인다. Debaiky & Elniema 실험식의 경우, 기타의 모든 방법에 의한 설계결과와는 달리 교각중심 좌우의 모든 구간에서 전단철근이 전혀 필요치 않는 것으로 나타났다. 이는 식 (7)의 콘크리트가 부담하는 전단강도가 현치부를 갖는 보의 지지부 단면 유효깊이인 d_s 에 의해 지나치게 크게 평가되었기 때문이다. 이 실험식 또한 MacLeod & Housni 실험식의 경우와 마찬가지로 현치비

가 작은 콘크리트 부재의 전단설계에 한정되어야 할 것으로 판단된다.

선형탄성 평면뼈대 및 평면응력 유한요소해석에서는 각각 평면의 단순뼈대구조 및 콘크리트의 재료특성이 변하지 않는 구조로 간주하여 설계에 필요한 계수단면력 및 응력을 결정한다. 그러나 본 연구에서 채택한 교각구조물은 힘을 받기 전의 중립축에 직각인 평면은 힘을 받은 후에도 직각이라고 가정하는 평면뼈대구조의 거동을 하지 않으며 또한 극한하중을 받는 교각구조물에서의 콘크리트 재료특성은 콘크리트의 균열을 비롯한 여러 가지 비선형적인 요인으로 인해 일정하지 않으므로 이들 해석결과 및 이에 근거한 설계결과를 실제 구조물의 거동이 제대로 반영된 것이라 보기에는 무리가 있다.

3. 박스구조물의 설계 및 설계결과의 고찰

본 연구에서는 두 종류의 일반적인 지하철 철근콘크리트 박스구조물을 DIN1045 및 ACI318-99 설계기준과 스트럿-타이 모델 방법을 이용하여 설계하였으며, 현치부의 유무에 따른 설계철근량 및 배근위치의 변화를 고찰하여 현치부의 영향 및 설계방법간의 차이점을 평가하였다. 설계기준을 박스구조물의 전단설계에 적용할 경우, 박스구조물의 단면위치별 계수단면력은 선형탄성 평면뼈대해석을 이용하여 구하였다. Fig. 16은 두 가지 유형의 박스구조물 형상을 보여 주고 있다. 두 가지 유형의 박스구조물 설계결과를 비교하기 위하여 선형탄성 평면뼈대해석 시 동일한 하중조건 및 경계조건을 사용하였다. 박스구조물의 설계에 사용한 콘크리트의 압축강도 및 철근의 항복강도는 각각 240 kgf/cm^2 및 3500 kgf/cm^2 이다.

박스구조물의 설계하중에는 사하중, 활하중, 토압, 충격, 수압, 건조수축, 양압력, 중·횡하중, 원심하중, 그리고 장대 레일하중 등이 있다. 본 연구에서 사용한 하중조합은 지하수가 있는 경우와 없는 경우의 네 종류이다¹⁵⁾.

① 지하수가 없는 경우

Case 1: $U = 1.5D + 1.8L + 1.8H$

Case 2: $U = 0.9D + 1.8L + 1.8H$

② 지하수가 있는 경우

Case 3: $U = 1.5D + 1.8L + 1.8H + 1.5F$

Case 4: $U = 0.9D + 1.8L + 1.8H + 1.5F$

여기서, D는 사하중, L은 활하중, H는 횡토압 및 횡방향 지하수압, 그리고 F는 연직수압 및 양수압이다.

3.1 설계기준에 의한 설계

철근콘크리트 지하철 박스구조물의 설계를 위한 계수단면력은 선형탄성 평면뼈대해석으로부터 구하였다. 유한요소

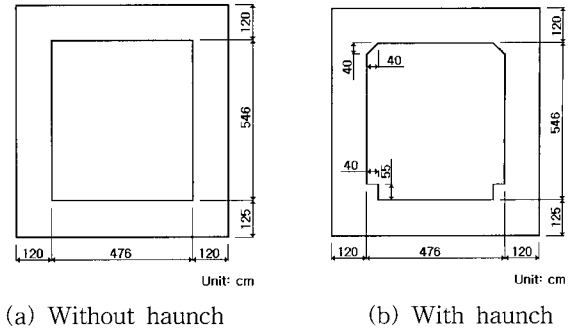


Fig. 16 Section properties of box structures

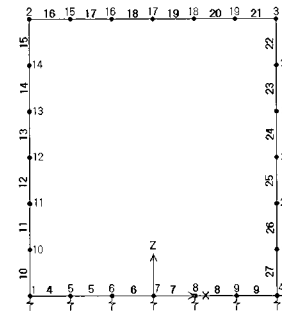
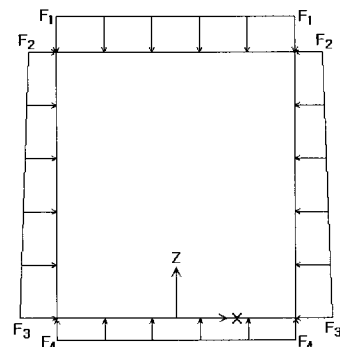


Fig. 17 Plane frame finite element model for box structure



Load Case	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄
1	61.9	32.4	42.3	0
2	37.8	32.4	42.3	0
3	67.6	52.7	69.8	40.4
4	54.9	52.7	69.8	40.4

Load unit: tonf/m²

Fig. 18 Load combinations

해석 프로그램으로는 SAP 2000⁶⁾을 이용하였다. 평면뼈대 유한요소모델은 Fig. 17과 같다. 유한요소모델에서 구조물의 축선은 단면높이의 평균위치에 있는 직선으로 취하였다. 박스구조물이 지반 내에 위치함으로 경계조건으로는 Fig. 17에서와 같이 박스구조물의 저면에 수직방향의 스프링을 설치하였으며, 박스구조물 우측 하단부에 무한강성을 갖는 수평지반스프링을 설치하였다. 수직방향의 스프링상수는 연

직방향의 지반반력계수에 스프링부재에 해당되는 유효면적을 곱하여 산출하였다. 이때 박스구조물 저면에서의 연직방향 지반반력계수 K_v (kgf/cm^3)는 다음과 같다¹⁴⁾.

$$K_v = K_{vo} (B_v/30)^{-3/4} \quad (16)$$

여기서, K_{vo} (kgf/cm^3)는 지름 30cm의 강체원관에 의한 평판재하시험의 값에 해당되는 연직방향 지반반력계수이고, B_v (cm)는 기초의 환산재하폭으로서 연직방향 재하면적의 제곱근과 같다. 하중은 지하수 유무에 따른 사하중, 활하중, 그리고 토압을 고려하여 산정하였으며, Fig. 18은 지하수의 유무에 따라 조합한 하중의 크기를 보여주고 있다. 구조해석을 통하여 얻은 각 하중조합별 최대휨모멘트와 최대전단력은 Table 4와 같다. 각 하중조합으로부터 구한 휨과 전단력에는 차이가 있지만 이들의 발생유형은 비슷하다. 구조해석으로부터 얻은 결과 중에서 가장 큰 계수단면력 M_u 및 V_u 를 결정하고, 이 단면력에 대한 필요휨철근량 $A_{s,f}$ 및 필요전단철근량 $A_{s,v}$ 를 각각 식 (1) 및 (2)로부터 산정하였다.

3.2 스트럿-타이 모델에 의한 설계

스트럿-타이 모델의 선정을 위하여 첫 번째로 주어진 하중조건하에서 유한요소해석을 수행하고 압축주응력 흐름의 방향을 결정하였다. Fig. 19는 유한요소해석을 위한 현치부가 있는 경우의 대칭단면에 대한 평면변형을 유한요소모델을 보여주고 있다. 유한요소모델에서는 박스구조물과 지반을 모두 고려하였는데, 이때 지반의 수직 및 수평 범위는 수직 및 수평 방향의 응력이 일정한 곳까지이다. Fig. 20은 주어진 하중에 의해 발생하는 박스구조물 내부에서의 압축

Table 4 Maximum moments and shear forces in box structures by linear elastic plane frame finite element analysis

Load combination cases		1	2	3	4	
Max. bending moment (tonf · m)	Positive	Mem. 16-21	116.2	49.3	91.2	55.9
		Mem. 4-9	33.9	19.1	28.4	20.3
		Mem. 10-15	63.7	82.8	132.8	143.6
	Negative	Mem. 16-21	171.8	131.7	222.4	199.8
		Mem. 4-9	121.1	120.3	196.2	199.9
		Mem. 10-15	171.8	131.7	222.4	199.8
Max. shear force (tonf)	Mem. 16-21	193.3	121.5	210.5	172.6	
	Mem. 4-9	124.8	99.9	177.1	195.9	
	Mem. 10-15	127.0	121.1	199.0	163.9	

See Fig. 17 for member number

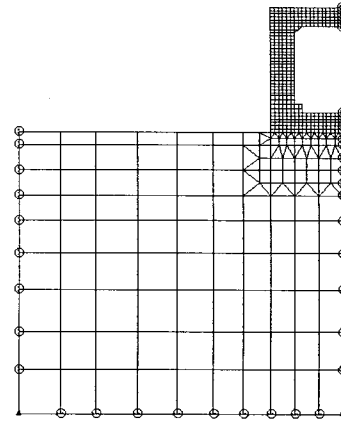


Fig. 19 Plane strain finite element model for box structure with haunch

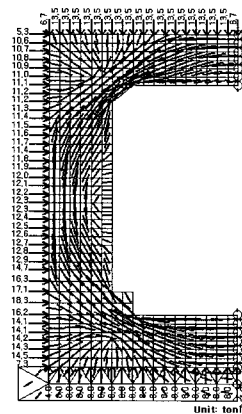


Fig. 20 Compressive principal stress flows in box structure with haunch

주응력 흐름을 나타내고 있다. 콘크리트 부재의 해석 및 설계를 위한 스트럿-타이 모델의 선정은 일반적으로 콘크리트 부재내부의 주응력흐름에 근거하고 있다. 그러나 콘크리트 부재의 외부하중 조합에 의한 하중조건이 변하며, 이에 따라 주응력흐름이 변화한다. 그러므로 주응력흐름을 기초로 스트럿-타이 모델을 선정한다면, 하중조건이 바뀔 때마다 스트럿-타이 모델을 변경·선정해야하는 어려움이 있다. 따라서 본 연구에서는 하중조건에 따른 주응력흐름과 무관한 Fig. 21과 같은 격자형 스트럿-타이 모델을 선정하였다. 격자형 스트럿-타이 모델에서는 압축주응력 흐름의 방향과 수직에 가깝거나 다른 방향의 각도를 갖는 스트럿이 존재할 수도 있다. 이러한 스트럿에는 작은 하중이 전달될 것이므로, 이를 위하여 스트럿의 탄성계수를 매우 작은 값으로 취하였다. 선정된 스트럿-타이 모델의 저면에는 지반반력계수와 동일한 강성을 갖으며 힌지로 고정된 스트럿을 추가하였다. 스트럿-타이 모델에 작용하는 하중은 평면 뼈대해석에서 사용한 것과 동일하다. Fig. 22는 스트럿과 타이의 단면적이 결정된 가장 위험한 하중 조건일 때의 차

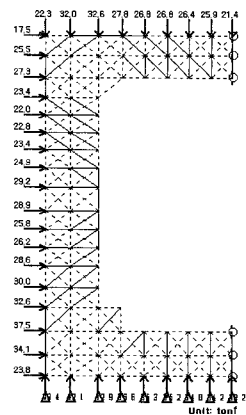


Fig. 21 Strut-tie model for box structure with haunch

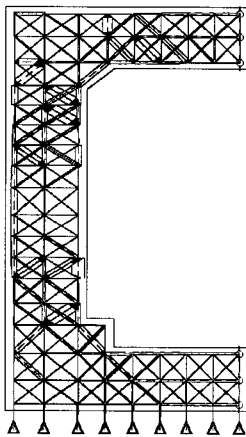
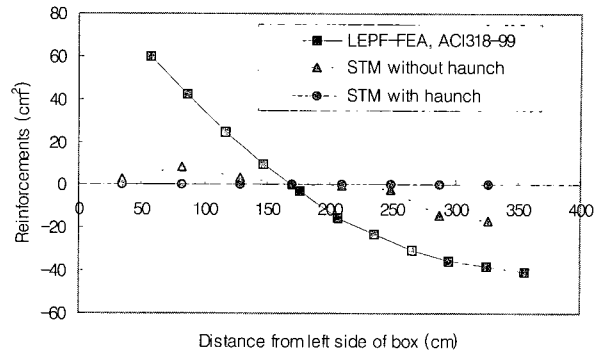


Fig. 22 Dimensioned strut-tie model for box structure with haunch

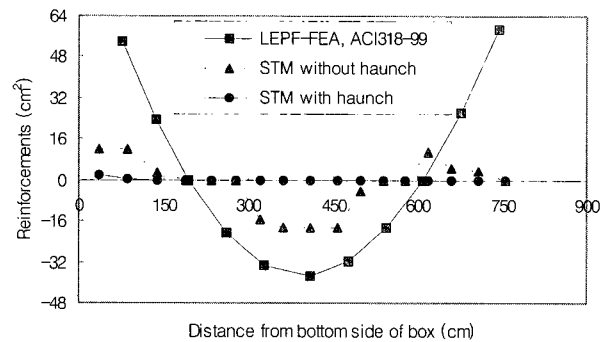
원화된 스트럿-타이 모델을 보여주고 있는데, 이 모델은 스트럿-타이 모델의 기하학적 적합조건을 만족시키고 있다. 차원화된 스트럿-타이 모델에서는 비교적 콘크리트에 여유가 많으며 큰 집중응력을 받는 절점이 없으므로 절점영역에서의 강도조건은 검토하지 않았다.

3.3 결과 고찰

설계기준과 스트럿-타이 모델 방법에 의한 휨 및 전단 설계결과는 Fig. 23과 24에서 보여주고 있다. Fig. 23에서는 선형탄성 평면뺀대해석으로부터 구한 계수휨모멘트를 식 (1)의 ACI318-99를 이용하여 산정한 필요휨철근량이 스트럿-타이 모델에 의한 것에 비해 매우 크게 나타남을 알 수 있다. 특히 박스구조물의 우각부 부근과 각 부재의 중앙 부분에서 많은 차이를 보이고 있다. 본 연구에서의 박스구조물은 지간 대 높이의 비가 깊은 보의 경우에 속하므로 선형탄성 평면뺀대해석에 근거한 설계결과는 정확한 것이라 보기에는 무리가 있다. 스트럿-타이 모델에 의한 설계

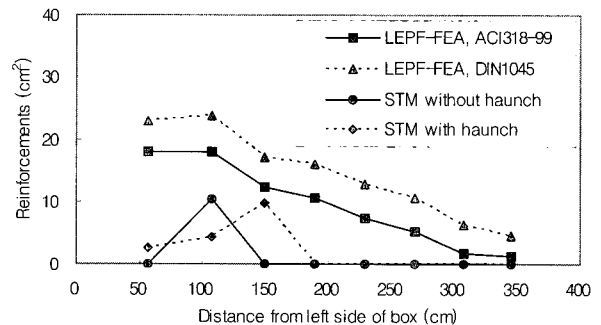


(a) Top slab

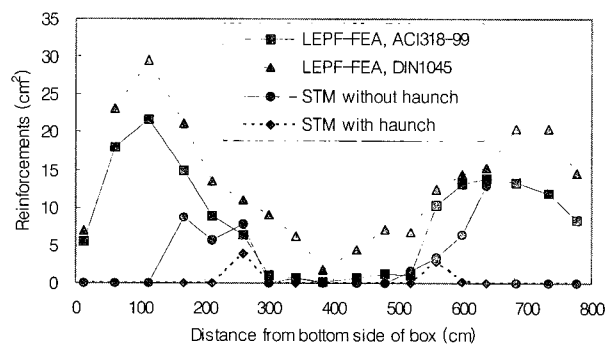


(b) Side wall

Fig. 23 Required flexural reinforcement for box structures



(a) Top slab



(b) Side wall

Fig. 24 Required shear reinforcement for box structures

에서는 상부슬래브의 전 영역에 걸쳐 휨철근량이 필요하지 않음을 볼 수 있는데, 이는 슬래브의 상부에 작용하는 하중이 높이가 큰 보의 현치부를 통하여 Fig. 20의 응력흐름과 같이 아치작용에 의해 측벽으로 직접 전달되기 때문이다. Fig. 24에서는 선형탄성 평면뼈대해석으로부터 구한 계수 전단력을 DIN1045 및 ACI318-99의 콘크리트 전단강도 식을 사용한 식 (2)를 이용하여 산정한 필요전단철근량이 스트럿-타이 모델에 의한 그것보다 크게 나타남을 볼 수 있다. 선형탄성 평면뼈대해석에 의한 설계는 박스구조물을 단순뼈대요소로 모델링하여 해석·설계하였으므로 전단력이 가장 큰 우각부에서 가장 많은 철근이 필요하나, 스트럿-타이 모델에 의한 설계에서는 현치부가 있을 경우에 철근이 적게 필요할 뿐만 아니라 전단철근의 배근위치도 현치부에서 슬래브의 내측으로 이동함을 알 수 있다. 이러한 결과의 원인은 현치부의 일부가 측벽의 역할을 함으로 인해 상부슬래브의 지점이 상대적으로 슬래브 내부로 이동하였기 때문인 것으로 보인다. 또한 교각구조물의 설계결과와 유사하게 박스구조물의 전단설계결과로부터 DIN1045의 콘크리트 전단강도 식을 사용할 경우가 ACI318-99의 식을 사용할 경우보다 더 보수적인 설계결과를 초래함을 알 수 있다. 구조물의 단절점부인 우각부 설계에서 휨모멘트로 인해 단절점부에 발생하는 인장응력이 콘크리트의 허용전단 응력을 넘을 경우에는 Fig. 25에서와 같이 굽은 점선으로 표시된 위치에 철근을 배치하여야 한다고 콘크리트 구조설계기준 및 콘크리트 표준시방서는 제안하고 있다.^{15,16)} Fig. 26은 박스구조물의 상부 우각부에서 현치부의 유무에 따른 필요 보강철근량을 보여주고 있는 것으로, 스트럿-타이 모델에 의한 보강철근량이 설계기준 및 시방서에서 제안하는 값보다 적고 현치부가 있는 경우가 없는 경우보다 적은 양의 보강철근이 필요함을 알 수 있다. 이와 같은 설계결과로부터 현치부를 무시하고 단순한 평면뼈대구조로 간주하여 박스구조물을 설계할 경우 박스구조물이 지나치게 과다 설계되며 철근은 비효율적으로 배근될 수 있음을 알 수 있다.

4. 결 론

본 연구에서는 설계기준 및 실험식, 선형탄성 평면응력/평면뼈대 유한요소해석, 그리고 스트럿-타이 모델을 이용하여 현치부를 갖는 교각구조물과 박스구조물을 해석·설계하였으며, 설계결과의 비교평가를 통해 현치부 형상변화의 영향, 현치부 유무의 영향, 그리고 각 설계방법간의 차이점을 분석하였다. 본 연구에서 얻은 결론은 다음과 같다.

1) 각각 다른 현치비를 갖는 교각구조물과 현치부를 갖는 박스구조물에서 현치부의 형상 및 유무에 따라 휨 및 전단에 필요한 철근량에서 많은 차이를 보이는 것을 알 수 있었다. 특히 교각구조물에서는 현치비를 증가시킴에 따라 필요한 철근의 양이 적게 산정되었는데, 이것은 교

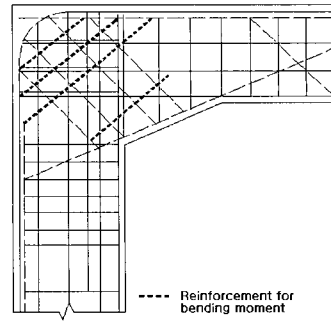


Fig. 25 Reinforcement details for corner joint

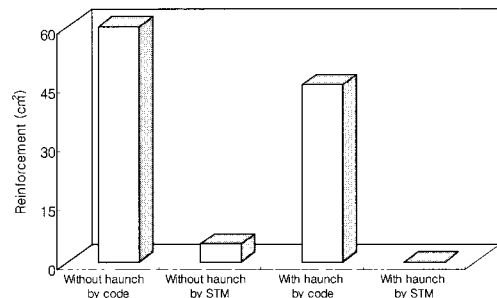


Fig. 26 Required reinforcement for corner joint of box structures

각구조물의 현치부가 많은 양의 상부하중을 교각기둥부로 직접 전달시킴으로써 발생하는 현상이라 판단된다. 박스구조물에서는 현치부가 있을 경우 휨철근량이 거의 필요치 않았는데, 이는 슬래브의 하중이 현치부의 영향으로 인한 아치작용에 의해 직접적으로 측벽에 전달되었기 때문이다. 따라서 이와 같은 결과로 볼 때 교각 및 박스 구조물의 거동이 현치부로 인해 크게 영향을 받으므로 이와 유사한 콘크리트 구조물의 안전 및 경제적인 설계를 위하여 현치부의 영향을 신중히 고려해야 할 것으로 판단된다.

- 2) DIN1045 설계기준, ACI318-99 설계기준, MacLeod & Houmsi 실험식, Debaiky & Elniema 실험식, 선형탄성 평면응력 유한요소해석, 그리고 스트럿-타이 모델을 이용한 0.45의 현치비를 갖는 교각구조물의 전단설계 결과, 설계기준 및 방법에 따라 단면위치별 필요전단철근량이 있어서 많은 차이를 보였다. 교각구조물 내측 단기간부의 경우, ACI318-99에 의한 필요전단철근량은 DIN1045 및 스트럿-타이 모델 방법에 의한 것의 40% 정도로 산정되었다. MacLeod & Houmsi 실험식 및 Debaiky & Elniema 실험식의 경우, 교각구조물 현치부의 전단저항 정도를 실험식에서 지나치게 크게 고려하여 전단철근이 매우 적게 필요한 것으로 나타났다.
- 3) 극한하중을 받고 깊은 보 형상의 단면을 갖는 현치부가 있는 교각구조물 및 박스구조물의 휨 및 전단 설계를

위한 계수단면력 혹은 응력의 산정 시 선형탄성 평면응력 및 평면뺀대 유한요소해석을 수행하는 것은 적절한 방법이라 볼 수 없다. 이는 힘을 받기 전의 중립축에 직각인 교각 및 박스 구조물의 단면이 힘을 받은 후에도 직각이라고 가정하는 평면뺀대구조의 거동을 하지 않으며 또한 콘크리트의 균열을 비롯한 여러 가지 비선형적인 요인으로 인해 평면고체요소의 특성이 일정하지 않고 변하기 때문이다. 반면에 극한하중상태에서 휨 및 전단 거동을 동시에 고려하는 것으로 알려진 스트럿-타이 모델 설계방법은 하중의 직접전달작용 및 아치작용 등의 현치부의 영향을 교각구조물의 휨 및 전단 설계에 잘 반영하는 것으로 나타났다. 따라서 기존의 전통적인 방법에 의한 현치부를 갖는 교각구조물 및 박스구조물을 포함하여 보 이론을 적용할 수 없는 복잡한 기하학적 형상을 갖는 콘크리트 구조물의 설계결과는 스트럿-타이 모델 방법에 의한 설계를 통하여 보완되어야 할 것으로 판단된다.

(단위환산계수: $1 \text{ kgf} = 9.80665 \text{ N}$, $1 \text{ kgf/cm}^2 = 0.098 \text{ MPa}$)

참고문헌

1. ACI Committee318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99)," ACI, Farmington Hills, Michigan, 1999.
2. Debaiky, S.Y. and Elniema, E.L., "Behavior and Strength of Reinforced Concrete Haunched Beams in Shear," *ACI Journal*, Vol. 79, pp.184-194, 1982.
3. DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teill: Bemessung und Konstruktion*, Beuth Verlag, 2001.
4. MacLeod, I.A. and Houmsi, A., "Shear Strength of Haunched Beams without Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, Vol. 91, pp.79-89, 1994.
5. Saenz, L.P., "Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete," Discussion of paper by P. Deasyi and S. Kirshnan, *Journal of American Concrete Institute*, Vol. 61, pp.1229-1235, 1964.
6. SAP 2000, "Structural Analysis Program 2000," *Computers and Structures*, Inc., Berkeley, California, 1996.
7. Schlaich, J., Schaefer, K., and Jennewein, M., "Towards a Consistent Design of Structural Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 32, pp. 74-150, 1987.
8. "Structural Use of Concrete (BS8110)," British Standards Institution, London, 1985.
9. Tena-Colunga, A., "Concerns Regarding the Seismic Design of Reinforced Concrete Haunched Beams," *ACI Structural Journal*, Vol. 91, pp.287-293, 1994.
10. Yun, Y.M., "Design and Analysis of 2-D Structural Concrete with Strut-Tie Model," Ph.D Thesis, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, USA, p.247, 1994.
11. Yun, Y.M., "Nonlinear Strut-Tie Model Approach for Structural Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 97, pp.581-590, 2000.
12. Yun, Y.M., *Strut-Tie Model Approaches for Analysis and Design of Structural Concrete, Lecture Notes*, Dept. of Civil Engineering, Kyungpook National University, Daegu, p.150, 2001.
13. Yun, Y.M. and Ramirez, J.A., "Strength of Struts and Nodes in Strut-Tie Model," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, pp.20-29, 1996.
14. 건설교통부, "도로교 표준시방서", 대한토목학회, 1996.
15. 건설교통부, "콘크리트 표준시방서", 대한토목학회, 1996.
16. 건설교통부, "콘크리트 구조설계기준", 한국콘크리트학회 · 대한건축학회, 1999.
17. 김성진, "선형 및 비선형 스트럿-타이 모델 방법의 비교분석", 석사학위논문, 경북대학교 대학원 토목공학과, 2002.
18. 윤영목, "스트럿-타이 모델을 이용한 철근콘크리트 보의 비선형해석", 대한토목학회 논문집, 22권 5호, pp. 1153-1163, 2002.
19. 윤영목, "스트럿-타이 모델에 의한 프리텐션 콘크리트 깊은 보에서의 부차활동영향의 평가", 대한토목학회 논문집, 22권 5호, pp.1105-1118, 2002.
20. 윤영목, "스트럿-타이 모델에 의한 턱이진 보 설계방법의 평가", 대한토목학회 논문집, 게재확정, 2003.
21. 윤영목, 이원석, "높이가 큰 프리텐션 콘크리트 보에서의 비선형 스트럿-타이 모델 방법", 대한토목학회 논문집, 20권 6호, pp.957-971, 2000.
22. 윤영목, 최명석, "포스트텐션 부재의 정착부에 관한 AASHTO LRFD 설계기준의 평가", 대한토목학회 논문집, 21권 3호, pp.317-330, 2001.

요 약

본 논문에서는 현치부를 갖는 교각구조물 및 지하철 박스구조물을 선형탄성 평면응력 유한요소해석, 설계기준 및 실험식, 그리고 스트럿-타이 모델 방법을 이용하여 설계하였으며, 설계결과의 비교·평가를 통하여 현치부의 영향 및 설계방법간의 차이를 분석하였다. 또한 현치부를 갖는 철근콘크리트 부재의 스트럿-타이 모델 설계결과의 신뢰성을 입증하기위해 실제 실험·파괴된 현치부를 갖는 철근콘크리트 보의 극한강도를 스트럿-타이 모델 해석을 통하여 평가하였다. 극한하중 상태의 거동을 고려하는 스트럿-타이 모델 설계방법은 하중직접전달작용 및 아치작용 등의 현치부 영향을 나타내는 현상을 교각 및 박스구조물의 설계에 잘 반영하였으며, 따라서 기존의 방법에 의한 교각 및 박스구조물의 설계결과는 스트럿-타이 모델 설계를 통하여 보완되어야 할 것으로 판단된다.

핵심용어 : 교각 및 박스 구조물, 현치부 영향, 현치부 설계기준, 스트럿-타이 모델
